



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

“ESTUDIO EXPERIMENTAL DE CONEXIONES DE
ACERO A MOMENTO DE VIGAS DE SECCION I
CON COLUMNA RECTANGULAR HSS”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A

**ING. ISAAC TONATIUH MARTIN DEL CAMPO
FLORES**

DIRECTOR DE TESIS: **DR. ALONSO GOMEZ BERNAL**

MÉXICO, D. F.

DICIEMBRE 2013

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a Dios por darme la oportunidad de vivir y concluir esta etapa profesional de mi vida.

Al Dr. Alonso Gómez Bernal por ser mi asesor en este trabajo y confiar en mí, por su apoyo, empuje y paciencia para poder lograr este objetivo.

A todos mis profesores que desde la licenciatura he tenido el privilegio de ser su alumno y que gracias a sus consejos y a la transmisión tan clara y enriquecida de sus conocimientos y experiencias he logrado desarrollarme profesionalmente. En especial quiero agradecer al profesor Leopoldo Quiroz Soto q.e.p.d. por su apoyo en la instrumentación de los especímenes. Gracias “Polo” sin ti el laboratorio ya no va a ser lo mismo.

A mi Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco por darme la oportunidad de ocupar un lugar en esta grandiosa casa de estudios.

Al Ing. Fernando Frías, FABRESTRUCTURAS S.A. de C.V y al IMCA por el apoyo en la fabricación del dispositivo.

Al Ing. Ricardo Romero por el gran apoyo proporcionado al facilitar la intervención de un técnico soldador en la construcción de los especímenes.

Al Consejo de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico que me brindó durante mis estudios de maestría.

A mis sinodales el Dr. Edgar Tapia y el M. en I. Raúl Vera por sus comentarios y aportación para el enriquecimiento de este trabajo.

A los alumnos de licenciatura en ingeniería civil Rafael Sánchez Tavera e Israel Montiel Orduña por su apoyo durante todo el desarrollo experimental.

DEDICATORIAS

A mi mamá Adriana y a mis tías Asunción y Manuela por el apoyo incondicional durante mis estudios de licenciatura y posgrado.

A mi amada esposa Monserrat por siempre estar a mi lado en todo momento y ser mi razón de ser.

A mis hijos Jesús y Yaretzi por ser la pieza más importante en mi vida presente y futura.

A toda mi familia y a la de mi esposa por sus consejos, apoyo y el aliento de seguir adelante.

RESUMEN

Se presentan resultados del estudio experimental para investigar el diseño y comportamiento de conexiones a momento de acero bajo cargas cíclicas llevadas a cabo en la UAM-A. En este trabajo, cuatro conexiones viga IPR406x53.7kg/m (W16x36lb/ft) a columna HSS 305x305x12.7mm (HSS 12x12x1/2") han sido ensayadas. La primera conexión fue soldada de manera directa, las otras dos conexiones soldadas fueron reforzadas para aumentar la resistencia y la rigidez usando placas diafragma y placas atiesadoras internas. Los parámetros a investigar en las conexiones son las características de rotación y la capacidad resistente a momento, la ductilidad y la rigidez. La última y cuarta conexión ensayada es una conexión de placa de extremo extendida, que se atornilla directamente a la columna hueca, si usar refuerzo en la unión.

Se realizaron pruebas cíclicas reversibles en los cuatro especímenes para lo cual fue necesario diseñar y construir dispositivos para los apoyos y para la aplicación de las cargas. Se presentan los resultados más importantes que incluyen las curvas de histéresis de todos los modelos, se hacen análisis y comparaciones de esos resultados y se dan recomendaciones de para su uso.

ABSTRACT

This thesis presents some experimental results of four connection specimens that correspond to a test program developed at the Laboratorio de Estructuras of the Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, in Mexico City. Experimental results are reviewed and compared with other results, and recommendations for design, procedures and provisions for such connections with hollow sections are also proposed. The main objective of this research program is to study the behaviour of different connection solutions under cyclic loading, and the definition of their strength and stiffness. The advantage of this project is that the same type

of beam and column profiles in all tested connections was used, and therefore comparisons among all tested solutions could be obtained.

Four full-scale connection specimens were built and tested in the Structures Laboratory. All specimens have the same type of beam (W16x36) and column (HSS12x12x $\frac{1}{2}$), and they only differed in the connection type. Three welded samples had welded connections; one of them is welded directly to the column; and the other two were reinforced: one, with external diaphragms welded in flanges to generate a hard knot; and, the other one with internal stiffeners. However, both of them are rigid connections, and, if a failure occurs in the joint, this will happen in the beam. The last specimen was built using an extended end plate connection.

INDICE GENERAL	pag.
INDICE DE FIGURAS	x
INDICE DE TABLAS	xix
CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1. JUSTIFICACIÓN	2
1.2. OBJETIVO GENERAL	5
1.3. OBJETIVOS PARTICULARES	5
1.4. ANTECEDENTES DE SECCIONES ESTRUCTURALES HUECAS	5
CAPITULO 2 CONEXIONES EN EDIFICIOS	15
2.1. MARCOS RESISTENTES A MOMENTO	15
2.2. IMPORTANCIA DE LAS VIGAS Y COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL EN LAS CONEXIONES DE LAS MISMAS	16
2.3. CONEXIONES A MOMENTO EN MARCOS DUCTILES	19
2.3.1. CONEXIONES VIGA-COLUMNA	19
2.3.2. SELECCIÓN DEL TIPO DE CONECTOR	23
2.3.3. TIPOS DE CONEXIONES EN VIGAS	24
2.3.3.1 CONEXIONES ESTANDAR DE VIGAS ATORNILLADAS	30
2.4. DAÑOS PRESENTADOS EN CONEXIONES	34
2.5. CONCEPTOS RELACIONADOS CON EL DISEÑO SISMICO DE CONEXIONES	35
2.5.1. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SISMICO DE VIGAS	40
2.5.1.1. ARTICULACIONES PLASTICAS EN VIGAS	40

2.5.1.2. COMPORTAMIENTO HISTERETICO DE LAS CONEXIONES	41
CAPITULO 3 CONEXIONES CON COLUMNA DE SECCIÓN HUECA	43
3.1. COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES CON COLUMNAS DE SECCION RECTANGULAR	43
3.1.1. SECCIONES ESTRUCTURALES HUECAS Y SUS APLICACIONES	43
3.1.1.1. HISTORIA Y DESARROLLO	44
3.1.1.2. FABRICACION	46
3.1.1.3. USOS DE SECCIONES TUBULARES	48
3.1.1.4. APLICACIONES EN MEXICO	51
3.1.2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES HUECAS	62
3.1.2.1. PROPIEDADES MECANICAS	62
3.1.2.1a Tensión	62
3.1.2.1b Compresión	62
3.1.2.1c Flexión	63
3.1.2.2. DIMENSIONES ESTRUCTURALES Y TOLERANCIAS	63
3.1.3. CONEXIONES DE VIGAS CON SECCIÓN I A COLUMNAS HSS	63
3.1.3.1. CONEXIONES SIMPLES	64
3.1.3.2. CONEXIONES A MOMENTO	65
3.1.3.2.1. CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA CONECTAR UN PERFIL DE SECCIÓN I A UNA COLUMNA HSS	65
3.1.3.2.2. CONEXIONES CON PLACA DE APOYO QUE CONECTA LOS PATINES	67

3.1.3.2.3. CONEXIONES CON PLACAS EXTERIORES	68
3.1.3.2.4. CONEXIONES CON PLACA DE EXTREMO EXTENDIDA	69
3.1.3.2.5. CONEXIONES DE PLACA DIAFRAGMA	70
3.1.4. MODOS DE FALLA DE CONEXIONES DE VIGAS DE SECCIÓN I CON COLUMNAS HSS	74
3.1.5. MODELOS MATEMATICOS QUE DETERMINAN LA CAPACIDAD A FLEXION DE CONEXIONES A MOMENTO DE VIGAS DE SECCIÓN I CON COLUMNAS HSS	76
3.1.5.1. MOMENTO RESISTENTE PARA EVITAR LA FALLA DEL PATIN DE LA VIGA (ANCHO EFECTIVO)	76
3.1.5.2. MOMENTO RESISTENTE PARA EVITAR LA FALLA POR PLASTIFICACION EN LA COLUMNA	77
3.1.5.3. MOMENTO RESISTENTE PARA EVITAR LA FALLA POR PUNZONAMIENTO DEBIDO AL CORTANTE EN LA COLUMNA	78
3.1.5.4. MOMENTO Y CARGA AXIAL RESISTENTE PARA EVITAR LA FALLA POR CORTANTE EN LA COLUMNA	79
CAPITULO 4 DISPOSITIVOS DE PRUEBAS Y DESARROLLO DE LOS ESPECÍMENES	81
4.1 DISPOSITIVOS DE PRUEBAS	81
4.1.1 DISEÑO CONCEPTUAL Y DESARROLLO	82
4.2. DISEÑO DE ESPECÍMENES	85
4.2.1. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS USADOS PARA LA FABRICACION DE LOS ESPECIMENES	87

4.2.1.1. CLASIFICACION DE LA VIGA POR SU RELACION ANCHO/GRUESO	88
4.2.1.2. PROPIEDADES MEACANICAS DE LOS ELEMENTOS UTILIZADOS PARA LA FABRICACION DE LOS ESPECIMENES	89
4.2.1.3. REVISION DE LA SECCION DE LA VIGA	93
4.3. FABRICACIÓN	95
4.3.1. ESPECIMEN ECS1: CONEXIÓN SOLDADA DIRECTAMENTE	97
4.3.2. ESPECIMEN ECS2: CONEXIÓN SOLDADA REFORZADA CON DIAFRAGMA	98
4.3.3. ESPECIMEN ECS3: CONEXIÓN SOLDADA REFORZADA CON ATIESADORES INTERNOS	99
4.3.4. ESPECIMEN ECA4: CONEXIÓN ATORNILLADA CON PLACA DE EXTREMO EXTENDIDA	101
4.4. INSTRUMENTACION DE ESPECÍMENES	102
4.5. DESARROLLO DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES	111
4.5.1. SECUENCIA DE CARGA	111
CAPITULO 5 ANALISIS DE RESULTADOS	113
5.1. ESPECIMEN ECS1: CONEXIÓN SOLDADA DIRECTAMENTE	113
5.2. ESPECIMEN ECS2: CONEXIÓN SOLDADA REFORZADA CON DIAFRAGMA	116
5.3. ESPECIMEN ECS3: CONEXIÓN SOLDADA REFORZADA CON ATIESADORES INTERNOS	118
5.4. COMPARACIÓN ENTRE LAS CURVAS MOMENTO-ROTACIÓN EN ESPECÍMENES SOLDADOS	120

5.5. ESPECIMEN ECA4: CONEXIÓN ATORNILLADA CON PLACA EXTREMO EXTENDIDA	123
CAPITULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	126
BIBLIOGRAFÍA	129
ANEXO 1. DISEÑO DEL DISPOSITIVO	132
ANEXO 2. DISEÑO DE ESPECÍMENES	166
ANEXO 3. PLANO DE FABRICACIÓN DEL DISPOSITIVO	181

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO 1

FIGURA 1.1. Comportamiento dúctil de una viga. a) Viga sin aplicación de carga. b) Comportamiento dúctil de una viga al aplicarle una carga puntual P, en su extremo libre _____	1
FIGURA 1.2. Edificio de departamentos (Río Thier, esquina Reforma; Cd. de México 2008) _____	3
FIGURA 1.3. Cubo de elevadores edificio H UAM-A (Cd. de México 2008) _____	4
FIGURA 1.4. Edificio de oficinas (Cd. de México 2008) _____	4
FIGURA 1.5. Clasificación de las conexiones de acero, de acuerdo a su rigidez (Gómez Bernal, 2006) _____	9
FIGURA 1.6. Clasificación de las conexiones de acero, de acuerdo a su resistencia y ductilidad (Gómez Bernal, 2006) _____	9
FIGURA 1.7 Esquema del método de componentes para estimar curvas momento rotación (Gómez Bernal, 2006) _____	10
FIGURA 1.8 Gráficas momento-giro para varios tipos de conexiones (adaptado de Wardenier, 2001) _____	10
FIGURA 1.9 Gráficas deformación-rigidez (adaptado de Wardenier, 2001) _____	11
FIGURA 1.10 Límites para la clasificación de las conexiones viga-columna según Eurocódigo (adaptado de Wardenier, 2001) _____	12
FIGURA 1.11 Modelado Momento-Giro (adaptado de Wardenier, 2001) _____	12
FIGURA 1.12. Conexión a momento de placa extendida de extremo (UAM-A) (cortesía de Cruz Mendoza) _____	13

CAPITULO 2

Figura 2.1. Comportamiento inelástico ideal de un marco resistente a

Momentos (adaptada de FEMA 350, 2000) _____13

FIGURA 2.2. Diagrama momento-curvatura para vigas

(adaptado de Bazán y Meli, 2002) _____17

FIGURA 2.3. Diagrama momento-curvatura para columnas

(adaptado de Bazán y Meli, 2002) _____17

FIGURA 2.4. Curvas de histéresis de vigas de acero

(adaptado de Bazán y Meli, 2002) _____18

FIGURA 2.5. Curvas de histéresis de columnas de acero

(adaptado de Bazán y Meli, 2002) _____18

FIGURA 2.6. Fallas típicas en conexiones de acero de vigas de sección I con

columnas de sección I (adaptado de Bazán y Meli, 2002) _____19

FIGURA 2.7. Curvas de histéresis de una conexión viga de sección I-columna

de sección I de acero (adaptado de Bazán y Meli, 2002) _____20

FIGURA 2.8. Construcción de miembros armados (adaptado de FEMA 355 D,

2000) _____20

FIGURA 2.9. Tipos de conexiones con remaches de vigas de sección I con

columnas de sección I (adaptado de FEMA 355 D, 2000) _____21

FIGURA 2.10. Conexión con pernos de alta tensión (adaptado de FEMA 355 D,

2000) _____21

FIGURA 2.11. Conexión soldada a momento típica de vigas de sección I

con columnas de sección I _____22

FIGURA 2.12. Curvas típicas momento-rotación para conexiones

(adaptada de McCormac, 2002) _____25

FIGURA 2.13. Algunas conexiones simples. a) Conexión simple con ángulo en el alma atornillada. b) Conexión simple con asiento. c) Conexión simple con ángulo en el alma soldada. d) Conexión simple con una sola placa o placa de cortante (adaptada de McCormac, 2002)	26
FIGURA 2.14. a) Conexiones simples (0%). b) Conexiones rígidas (100%). c) Conexiones semi-rígidas (50%). d) Conexiones semi-rígidas (75%) (adaptada de McCormac, 2002)	27
FIGURA 2.15. Algunas conexiones semi-rígidas. (adaptada de McCormac, 2002)	28
FIGURA 2.16. Conexiones de viga I con columna I, resistentes a momento (adaptada de McCormac, 2002)	29
FIGURA 2.17. Conexiones atornilladas de vigas de sección I con columnas de sección I. a) Conexión simple. b) Conexión simple. c) Conexión simple. d) Conexión de asiento. e) Conexión de asiento. f) Conexión de asiento con ángulos atiesados. (adaptada de McCormac, 2002)	31
FIGURA 2.18. a) Flexión de una conexión simple. b) Flexión de una conexión de asiento. (adaptada de McCormac, 2002)	33
FIGURA 2.19. Fallas en conexiones viga–columna. Durante el sismo de Northridge (adaptada de FEMA 355 E, 2000)	34
FIGURA 2.20. Ciclos de histéresis típicos para diferentes modalidades de comportamiento estructural (adaptado de Bazán y Meli, 2002)	37
FIGURA 2.21. Mecanismos de deformación inelástica (articulaciones plásticas)	38
FIGURA 2.22. Mecanismo de disipación de energía generado por la formación de una articulación plástica en la viga	40

CAPITULO 3

FIGURA 3.1. Puente Firth of Forth (adaptada de Wardenier, 2001)	44
FIGURA 3.2. Proceso Skew Roll Piercing (adaptada de Wardenier, 2001)	45
FIGURA 3.3. Proceso Pilger (adaptada de Wardenier, 2001)	45
FIGURA 3.4. Proceso Fretz Moon (adaptada de Wardenier, 2001)	45
FIGURA 3.5. Máquina de corte (adaptada de Wardenier, 2001)	45
FIGURA 3.6. Proceso de soldadura inducida (adaptada de Wardenier, 2001)	46
FIGURA 3.7. Fabricación de secciones rectangulares huecas (adaptada de Wardenier, 2001)	48
FIGURA 3.8 a) Casa Bush Lane en Londres Inglaterra, b) Techo de armaduras con celosías (adaptada de Wardenier, 2001),	49
FIGURA 3.9 Puente en Marvejols, Francia (adaptada de Wardenier, 2001)	49
FIGURA 3.10 Compuertas de una presa, Holanda (adaptada de Wardenier, 2001)	50
FIGURA 3.11 Plataforma marina (adaptada de Wardenier, 2001)	50
FIGURA 3.12 Torre de transmisión (adaptada de Wardenier, 2001)	51
FIGURA 3.13 Radiotelescopio (adaptada de Wardenier, 2001)	51
FIGURA 3.14 Montaña Rusa (adaptada de Wardenier, 2001)	51
FIGURA 3.15 Torres de comunicaciones (cortesía: INFRACOMEX)	52
FIGURA 3.16 Plataforma marina (cortesía: PEMEX)	52

FIGURA 3.17 Juegos mecánicos. a) “BATMAN” b) “KILAUEA” c) “BOOMERANG” d) “SUPERMAN” (cortesía: SIX FLAGS MEXICO)	53
FIGURA 3.18 Cubierta para gradas de futbol, deportivo Mexicaltzingo, Edo. de México. (cortesía: COESA)	54
FIGURA 3.19 Edificio de Departamentos (Río Thier, esquina Reforma; Cd. de México 2008)	54
FIGURA 3.20 Cubo de elevadores, edificio H UAM-A (Cd. de México 2008)	55
FIGURA 3.21 Edificio de oficinas (Cd. de México 2008)	55
FIGURA 3.22 Edificio de la biblioteca de la Universidad Siglo XXI, Zinacantepec, Edo. De Méx. (cortesía: COESA)	56
FIGURA 3.23 Edificio de oficinas (paseo de la Reforma, esq. Circuito; Cd. de México 2012)	57
FIGURA 3.24 Unidad Académica de Estudios Superiores Huxquilucan, Edo. Méx. (cortesía: COESA)	58
FIGURA 3.25 Edificio de aulas, Preparatoria Siglo XXI, Toluca, Edo. Méx. (cortesía: COESA)	59
FIGURA 3.26 Edificio de la biblioteca de la Universidad Siglo XXI, Zinacantepec, Edo. Méx. (cortesía: COESA)	60
FIGURA 3.27 Sports Dreams, centro comercial Pabellón Cumbres, Cancún; Qroo	61
FIGURA 3.28 Conexiones a corte (adaptada de Wardenier, 2001)	64
FIGURA 3.29 Conexiones soldadas no rígidas (adaptada de Wardenier, 2001)	65

FIGURA 3.30 Tipos de Conexiones a momento (atornilladas). (adaptada de Wardenier, 2001)	66
FIGURA 3.31 Conexiones soldadas rígidas (adaptada de Wardenier, 2001)	67
FIGURA 3.32 Conexiones con placa de apoyo (adaptada de AISC, 2005)	68
FIGURA 3.33 Conexiones a momento mediante placa exterior	69
FIGURA 3.34 Conexiones a momento mediante placa extremo extendida (manual AISC, 2010)	70
FIGURA 3.35 Conexiones a momento mediante placas diafragma (manual AISC, 2010)	71
FIGURA 3.36 Conexiones a momento con vigas continuas (manual AISC, 2010)	72
FIGURA 3.37 Conexiones a momento con vigas continuas bajo columnas HSS (manual AISC, 2010)	72
FIGURA 3.38 Refuerzo de la columna HSS a base de atezadores interiores (manual AISC, 2010)	73
FIGURA 3.39 Refuerzo de la columna HSS a base de encamisado (manual AISC, 2010)	73
FIGURA 3.40 Modos de Falla de conexiones de vigas de sección I con columnas HSS (adaptada de Wardenier, 2001)	74
FIGURA 3.41 Falla en la soldadura (adaptada de Wardenier, 2001)	75
FIGURA 3.42 Falla por desgarre laminar (adaptada de Wardenier, 2001)	75
FIGURA 3.43 Falla por punzonamiento por cortante (adaptada de Wardenier, 2001)	76

FIGURA 3.44 Criterio del ancho efectivo (adaptada de Wardenier, 2001)	77
FIGURA 3.45 Plastificación de la cara de la columna HSS (patrones de líneas de fluencia) (adaptada de Wardenier, 2001)	78
FIGURA 3.46 Punzonamiento por cortante en la columna HSS (adaptada de Wardenier, 2001)	79
FIGURA 3.47 Falla por cortante en la columna HSS (adaptada de Wardenier, 2001)	80
CAPITULO 4	
FIGURA. 4.1. Isométrico del dispositivo	82
FIGURA. 4.2. Cargas producidas por el gato en el dispositivo	83
FIGURA 4.3. Modelo de elemento finito del dispositivo	84
FIGURA 4.4. Placa para restringir lateralmente a los especímenes	84
FIGURA 4.5. Isométrico de apoyos de especímenes	85
FIGURA 4.6. Placas para fabricación de apoyos de especímenes	85
FIGURA 4.7 Mecanismo de deformación plástica de un marco a momento resistente. A) Marco completo, b) Modelo local para análisis experimental de la conexión del elemento Viga-Columna del marco	86
FIGURA 4.8. Gráfica Carga-Deformación de la probeta extraída del alma de la viga IPR 406x53.7kg/m	90
FIGURA 4.9. Esfuerzos por flexión de una sección I a) Esfuerzos máximos intervalo elástico, b) Esfuerzos máximos intervalo plástico	91
FIGURA 4.10. Preparación de los elementos para fabricación de especímenes	95

FIGURA 4.11. Croquis para fabricación de barrenos tipo oblongo en columnas de especímenes	95
FIGURA 4.12. Preparación de las columnas de los especímenes para montaje en dispositivo	96
FIGURA 4.13. Espécimen ECS1 de conexión soldada directamente	97
FIGURA 4.14. Espécimen ECS1	98
FIGURA 4.15. Espécimen ECS2 de conexión soldada con diafragma	98
FIGURA 4.16. Espécimen ECS2	99
FIGURA 4.17. Espécimen ECS3 de conexión soldada reforzada con atiesadores internos	100
FIGURA 4.18. Espécimen ECS3	100
FIGURA 4.19. Espécimen ECA4 de conexión atornillada con placa extremo extendida	101
FIGURA 4.20. Espécimen ECA4	102
FIGURA 4.21. Preparación de la superficie donde se colocarán los strain gages	102
FIGURA 4.22. Preparación del strain gage	103
FIGURA 4.23. Orden cronológico de la colocación del strain gage sobre la superficie previamente preparada	104
FIGURA 4.24. Puenteo del strain gage a terminales	104
FIGURA 4.25. Colocación de cables a) en las terminales del strain gage y b) conexión en consola	105
FIGURA 4.26. Comprobación de los strain gages con puente	105
FIGURA 4.27. Protección de los strain gages	106

FIGURA 4.28 Instrumentación del espécimen ECS1.	
Deformímetros (arriba) y strain gages (abajo)	107
FIGURA 4.29 Instrumentación del espécimen ECS2.	
Deformímetros (arriba) y strain gages (abajo)	108
FIGURA 4.30 Instrumentación del espécimen ECS3.	
Deformímetros (arriba) y strain gages (abajo)	109
FIGURA 4.31 Instrumentación del espécimen ECA4.	
Deformímetros (arriba) y strain gages (abajo)	110
FIGURA 4.32. Protocolo de carga según el AISC, utilizado en los ensayos	112

CAPITULO 5

FIGURA 5.1. Imágenes correspondientes al comportamiento del espécimen ECS1 durante su ensaye en el Laboratorio de Estructuras de la UAM-A	114
FIGURA 5.2. Curva de histéresis del espécimen ECS1 de conexión soldada directamente	115
FIGURA 5.3. Imágenes correspondientes al comportamiento del espécimen ECS2 durante su ensaye en el Laboratorio de Estructuras de la UAM-A	117
FIGURA 5.4. Curva de histéresis del espécimen ECS2 de conexión soldada reforzada con diafragma	117
FIGURA 5.5. Imágenes correspondientes al comportamiento del espécimen ECS3 durante su ensaye en el Laboratorio de Estructuras de la UAM-A	119
FIGURA 5.6. Curva de histéresis del espécimen ECS3 de conexión soldada reforzada con atiesadores internos	120

FIGURA 5.7. Comparación de las tres curvas momento-rotación de los especímenes de columna de sección hueca con viga de sección I con conexión soldada _____121

FIGURA 5.8. Imágenes correspondientes al comportamiento del espécimen ECA4 durante su ensaye en el Laboratorio de Estructuras de la UAM-A ____124

FIGURA 5.9. Curva de histéresis del espécimen ECA4 de conexión atornillada con placa extremo extendida _____124

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1 Niveles de capacidad de rotación elástica y distorsiones de piso para los diferentes tipos de MRM (adaptada de AISC-Sísmico 2005) _____39

TABLA 4.1 Momentos límite de fluencia y momentos plásticos de los elementos de los especímenes _____92

TABLA 4.2. y 5.1 Magnitudes de momentos de acuerdo a diferentes estados límite del espécimen ECS1 _____97, 115

TABLA 5.2. Comparación de momentos observados, esperados y rotaciones máximas en las 3 conexiones soldadas y esperados en las 3 conexiones soldadas _____120

CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN

Uno de los parámetros más importantes en el diseño estructural es la ductilidad. La ductilidad permite que los sistemas estructurales con base en marcos de acero disipen una cantidad considerable de energía inducida por los sismos, la cual se realiza por medio de articulaciones plásticas que se forman en vigas (figura. 1.1), columnas o en las uniones viga-columna.

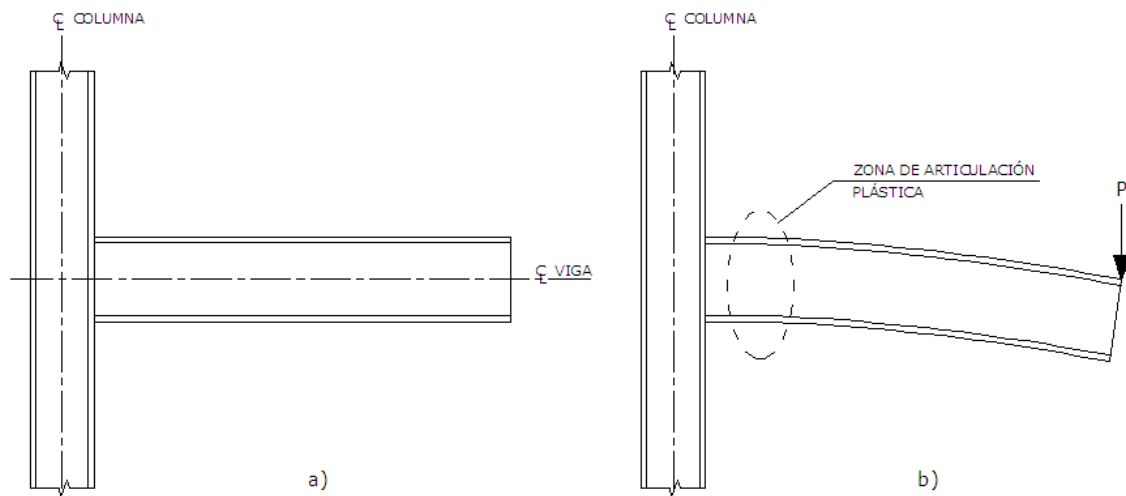


Figura. 1.1 Comportamiento dúctil de una viga. a) Viga sin aplicación de carga. b) Comportamiento dúctil de una viga al aplicarle una carga puntual P, en su extremo libre

En los sistemas estructurales con base en marcos de acero y de cualquier otro tipo de material dúctil, el mecanismo de colapso deseable es cuando se forman articulaciones plásticas en las vigas y no en las columnas, este mecanismo nos lleva a diseñar columnas más resistentes que las vigas. Pero para poder lograr este mecanismo hay que asegurarnos que las conexiones sean de mayor resistencia que los elementos a que une (columna-viga).

Como consecuencia de muchos sismos intensos recientes ocurridos en otras partes del mundo, se ha observado que una de las partes más vulnerables de la estructura de acero son precisamente las uniones viga-columna. Como sucedió durante los terremotos de Northridge del 17 de enero de 1994 y de Kobe de 1995,

donde hubo una gran cantidad de fracturas frágiles e inesperadas en las soldaduras de las conexiones de acero viga-columna (R. Tremblay y otros, 1995).

Por lo tanto, es necesario realizar estudios analíticos profundos sobre el comportamiento de conexiones, así como llevar a cabo pruebas experimentales de las uniones viga-columna bajo carga cíclica con la finalidad de entender mejor el fenómeno que se produce cuando los marcos de acero diseñados en México se someten al movimiento del terreno. De esta manera se podrían establecer criterios y recomendaciones para el diseño de Estructuras de Acero en nuestro país.

Es muy amplio el tipo de conexiones de acero que pueden utilizarse como solución para lograr una conexión rígida, el tipo más ampliamente utilizado consiste en conectar una viga de sección I y una columna de la misma sección, ya sea con soldadura o con tornillos para formar la unión que contribuye de una manera determinante a la rigidez lateral del marco de acero. Este tipo de conexiones ha sido investigado experimentalmente de una manera muy amplia en varias regiones del mundo (p.e. Gómez Bernal y otros, 2007; Pachoumis y otros, 2010); su comportamiento y características ante cargas cíclicas son más o menos conocidas. Sin embargo, para otro tipo de conexiones menos utilizadas, como la que consiste de una columna de sección tubular HSS con una viga de sección I, no existe suficiente información relativa a comportamiento y resultados experimentales, por lo que tampoco se tienen suficientes recomendaciones de diseño al respecto, sobre todo en lo referente a su desempeño sísmico.

1.1 JUSTIFICACIÓN

En varias delegaciones de la Ciudad de México y municipios del Estado de México se ha dado un auge en la construcción de marcos de acero a momento de columnas rectangulares HSS con vigas de sección I (ver figura 1.2, 1.3 y 1.4). Es de suma importancia mencionar que en México no están bien definidas las expresiones y requerimientos en las Normas Técnicas Complementarias de

Estructuras Metálicas (NTCEM-2004), para este tipo de conexiones (columna rectangular HSS-viga de sección I). Por lo que en este trabajo de investigación de tesis, se pretende observar y analizar por medio de ensayos de laboratorio el comportamiento de 4 distintos tipos de conexión (3 soldadas y 1 atornillada) para unir una viga IPR406x53.7kg/m (W16x36lb/ft) con una columna HSS 305x305x12.7mm (HSS 12x12x $\frac{1}{2}$), dichas conexiones deben resistir cargas cíclicas monotónicas hasta alcanzar la falla.



Figura. 1.2. Edificio de departamentos (Río Thier, esquina Reforma; Cd. de México 2008)

En la figura 1.2d, se puede observar que para garantizar que se forme una articulación plástica en la viga, se reduce el área de los patines comúnmente llamado “*Hueso de perro*” esta reducción sirve también para alejar la articulación plástica y proteger la conexión.



a)

b)

Figura. 1.3. Cubo de elevadores edificio H UAM-A (Cd. de México 2008)

En la figura 1.4, se observa que la conexión de los elementos se realiza mediante soldadura directa por penetración en todo el perímetro de la viga.



a)

b)

Figura. 1.4. Edificio de oficinas (Cd. de México 2008)

También se observa que las conexiones de las columnas con las vigas cuentan con una placa de apoyo soldada en el patín inferior de la viga, este tipo de conexión es por cortante.

1.2 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general de esta tesis es estudiar el comportamiento, ante cargas cíclicas, de diferentes soluciones de juntas con columna hueca y viga de sección I y así poder determinar la resistencia y la rigidez de varios tipos diferentes de conexiones y poder compararlos.

1.3 OBJETIVOS PARTICULARES

Como objetivos específicos, se enumeran los siguientes:

1. Conocer la capacidad a rotación inelástica de conexiones atornilladas y soldadas y su aplicación en marcos dúctiles.
2. Verificar los resultados experimentales con las disposiciones dadas para conexiones a momento en las Normas Técnicas Complementarias 2004 para Estructuras Metálicas (NTCEM-2004).
3. Comparar los resultados experimentales de las conexiones soldadas con las atornilladas.
4. A partir de los resultados, proponer recomendaciones y/o sugerencias de diseño.

1.4 ANTECEDENTES DE SECCIONES ESTRUCTURALES HUECAS

La sección estructural hueca o Hollow Structural Section (HSS) es un perfil tubular de acero con un hueco; en otros países se designan también como SHS (Structural Hollow Section). La mayoría de los perfiles HSS son de sección circular CHS (Circular Hollow Section), o rectangular, RHS (Rectangular Hollow Section), aunque se pueden encontrar otras formas disponibles, por ejemplo la sección

elíptica. Normalmente son de acero estructural, aunque también están disponibles en acero inoxidable o en aluminio u otros metales. El HSS se fabrica comúnmente como acero suave, por ejemplo el A500 grado B, y aleación de aluminio. Las esquinas del HSS se redondean engrosándolas, o se chaflan en los radios aproximadamente dos veces el grueso de pared. El grueso de la pared es uniforme en el resto de la sección.

En cuanto a su fabricación se distinguen dos procesos: Conformados en Frío y Conformados en Caliente. EL Proceso de conformado en frío de los perfiles huecos se efectúa a temperatura ambiente, los perfiles tubulares de acero no aleado y de grano fino, contruidos de esta manera están regulados por normas específicas de cada país. Por otra parte, en el proceso de fabricación en caliente, los perfiles tubulares se fabrican en rangos determinados de temperatura, y también existen normas específicas. Además, a los perfiles conformados en frío se les puede dar un tratamiento térmico posterior para obtener un estado metalúrgico similar a los perfiles conformados en caliente.

Entonces, los perfiles Rectangulares de Sección Hueca (HSS o RHS), pueden fabricarse usando alguno de estos dos procesos, y habrá ventajas y desventajas entre uno y otro, por ejemplo los perfiles que se fabrican en caliente incrementan su ductilidad o capacidad de deformación, pues las temperaturas que se aplican están entre 800° C y 1200° C, y también se alcanzarán mayores espesores de los perfiles (hasta 120 mm contra 40 mm de los fabricados en frío), además de mayores dimensiones exteriores (800x800 mm contra 500x500 mm); en cuanto a las ventajas de los perfiles tubulares conformados en frío estaría en que puede controlarse mejor la geometría.

En el caso de los perfiles que se utilizaron en el estudio experimental motivo de esta tesis, corresponden a perfiles conformados en caliente, y no fueron fabricados en México sino que son perfiles HSS de importación, motivo por el cual se utiliza en esta tesis la nomenclatura “HSS”, que es de carácter general.

La mayoría de las pruebas iniciales sobre conexiones de vigas de sección I con columnas CHS ó RHS ó HSS, se llevaron a cabo en Japón. La evidencia que existe de este tipo de conexiones, incluyendo algunas pruebas de conexiones rígidas, están dadas por Kamba y Katani (1990). En 1917 Wilson y Moore fueron los primeros en investigar el comportamiento de las conexiones y sus características momento-rotación (Vinnakota, 2005). Esta investigación experimental trató de determinar la rigidez de partes remachadas en estructuras de acero. Desde entonces, se han armado diversas bases de datos que contienen curvas de conexión momento-rotación basadas en resultados experimentales (por ejemplo, Goverdhan, 1983; Kishi et al, 2003, Gómez Bernal y Cruz Mendoza, 2007, etc). Otros investigadores han estudiado parámetros numéricos experimentales para la validación de los modelos numéricos.

El tipo de conexión, ya sea de cortante simple, semirrígida o rígida, es un factor determinante de una estructura de acero. Por lo que la elección del tipo de conexión debe ser congruente con la planeación del sistema estructural. Además, en edificios altos, el comportamiento de la conexión influencia en gran medida por la magnitud de las cargas, gravitacionales u horizontales. Esto indica que los detalles de la conexión deben variar de manera cualitativa y cuantitativa, a medida que la influencia relativa de la gravedad y la fuerza lateral se modifican con la altura del edificio. Es decir, que el comportamiento de la conexión tiene un efecto relevante en la respuesta estructural de un marco y debe incluirse en el análisis global y en el diseño.

Las características más importantes del comportamiento de una conexión en un edificio se representan con el diagrama momento-rotación ($M_c-\theta_c$), que relaciona las rigideces rotacionales y la resistencia a momento. Por lo general, los diagramas exactos $M_c-\theta_c$, sólo pueden obtenerse de manera experimental. Son marcadamente no lineales, como resultado de la fluencia temprana de los diversos elementos componentes.

Las características momento-rotación de una conexión dependen de muchos parámetros físicos, como el tipo de conexión, el tamaño de los ángulos, las placas de extremo, las placas superiores y las inferiores y el gramil de la posición de los tornillos. Las concentraciones de esfuerzo alrededor de los agujeros de tornillos, en los extremos de soldadura y en curvas de los componentes de conexión, junto con esfuerzos residuales o de montaje típicos suelen dar como resultado fluencia local bajo cargas de servicio. La rigidez de una conexión también es influida por la de su apoyo. En el caso de vigas conectadas a patines de columnas, se presenta una disminución en la rigidez si los patines de la columna son muy delgados, o si no se utilizan atiesadores entre los patines de las columnas alineados con los de la viga.

Se han creado diversas bases de datos que contienen curvas de conexión momento-rotación basadas en resultados experimentales (por ejemplo, Goverdhan, 1983; Kishi et al, 2003, etc.)

La rigidez, resistencia y ductilidad de una conexión a momento se define en relación a la rigidez, resistencia y ductilidad de los miembros conectados. La rigidez inicial K_i de la conexión no caracteriza adecuadamente su respuesta, debido al comportamiento no-lineal, aún para niveles bajos de carga (cargas de servicio). Además, muchas conexiones no muestran una rigidez inicial bien definida, o solo para un rango muy bajo de momento. Por eso es común usar la rigidez secante K_s , como M_s/ϕ_s . Si la rigidez relativa, $S_j = K_s L/EI \geq 20$, se considera una conexión totalmente restringida, FR (figura 1.5). Pero si $S_j \leq 2$, entonces se considera una conexión simple. Si se encuentra entre estos límites, entonces se trata de conexiones semirrígidas, PR, y debe considerarse en el diseño su rigidez, su resistencia y su ductilidad.

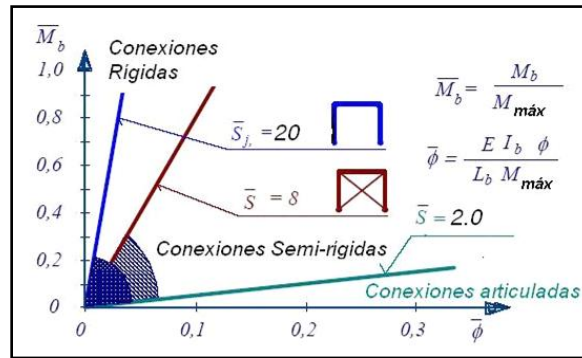


Figura. 1.5. Clasificación de las conexiones de acero, de acuerdo a su rigidez (Gómez Bernal, 2006)

Si la resistencia de la conexión excede sustancialmente el momento M_p de la viga, el sistema estructural es controlado por la viga y la conexión se considera elástica. Pero si la resistencia de la conexión excede por muy poco al momento M_p de la viga, la conexión sufrirá deformaciones elásticas antes de que la viga alcance su resistencia total. Si la resistencia de la viga excede a la de la conexión, la deformación se concentra en la conexión. La ductilidad requerida de una conexión depende de la aplicación particular (figura 1.6).

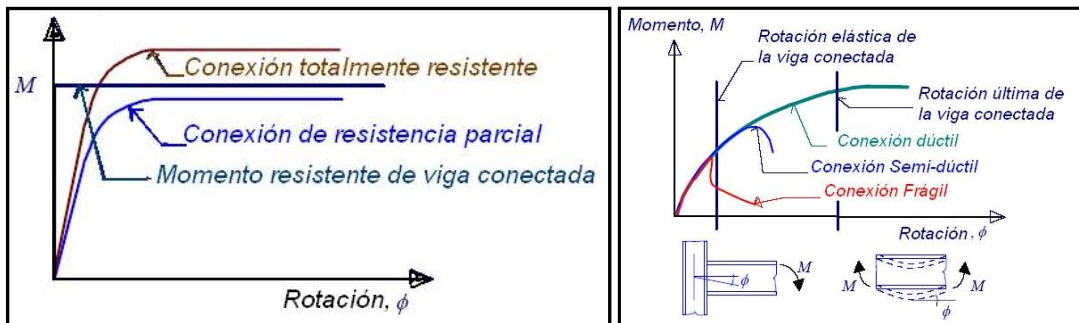


Figura. 1.6. Clasificación de las conexiones de acero, de acuerdo a su resistencia y ductilidad (Gómez Bernal, 2006)

La obtención de curvas $M-\phi$ se define a partir de bases de datos experimentales, pero como está limitada dado el número escaso de ensayos realizados hasta la fecha, por lo que se han propuesto ecuaciones para la relación $M-\phi$, para varios tipos de conexiones. Existen dos enfoques muy usados: El primero consiste en usar un análisis no lineal detallado con Elemento Finito; y el segundo es el Método de componentes, en donde se identifica cada mecanismo de deformación, y se

cuantifica por medio de pruebas (una componente a la vez), y cada componente se representa por un resorte lineal o no-lineal (figura 1.7).

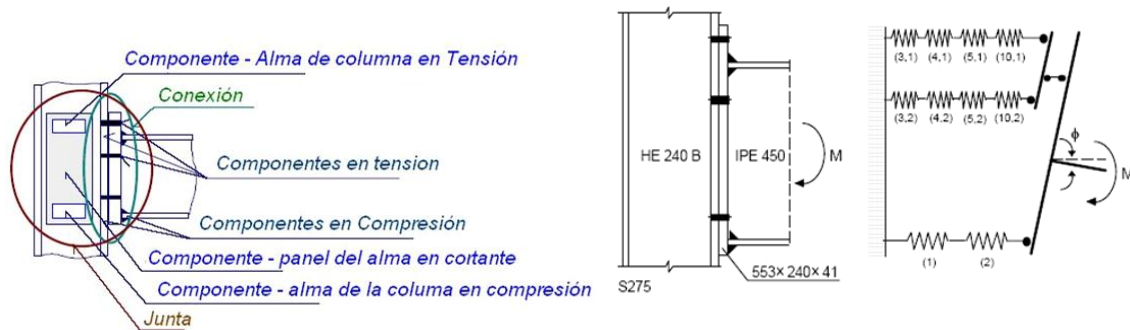


Figura 1.7 Esquema del método de componentes para estimar curvas momento-rotación
(Gómez Bernal, 2006)

Si se utiliza un análisis rígido-plástico, la resistencia a momento de las conexiones es de importancia. Además la capacidad a rotación es importante. Por ejemplo, si la rigidez de la conexión es baja, se alcanzará la capacidad a momento plástico de la viga en el centro del claro primero. La capacidad a momento plástico en los extremos de la viga se alcanzará únicamente si la viga tiene suficiente capacidad a rotación (figura 1.8).

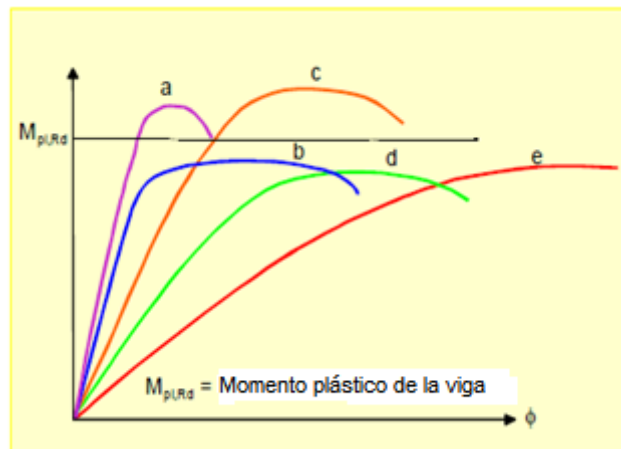


Figura 1.8 Gráficas momento-giro para varios tipos de conexiones
(adaptadas de Wardenier, 2001).

Como se observa en la figura 1.8, cuando la conexión tiene poca rigidez, la viga nunca se alcanza el momento plástico ("e"), mientras que entre más aumente la rigidez, resulta más fácil que la viga alcance su momento plástico ("a", "c").

Para un análisis correcto de marcos con conexiones semi-rígidas, se requiere una descripción del comportamiento momento-rotación. Por lo tanto, se debe tener evidencia respecto a:

- Rigidez (en el estado límite de servicio y último).
- Resistencia (estado límite último).
- Capacidad a rotación.

Las deflexiones solo se pueden determinar correctamente si se cuenta con la rigidez de la conexión adecuada; por ejemplo, si calculamos teóricamente la deflexión de una viga empotrada en ambos extremos, en campo se debe garantizar que las conexiones de esa viga sean rígidas para que su deflexión sea lo más aproximado al valor teórico.

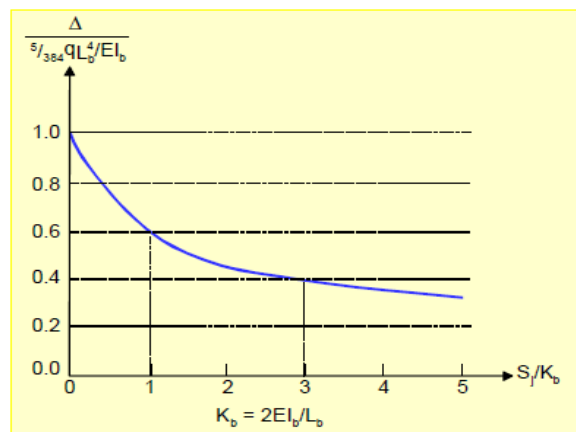


Figura 1.9 Gráficas deformación-rigidez
(adaptada de Wardenier, 2001).

En la figura 1.9, se observa que entre más rígida sea la conexión la deflexión decrece.

En el anexo J del Eurocódigo 3 la clasificación de la rigidez de la conexión está dada por la figura 1.10:

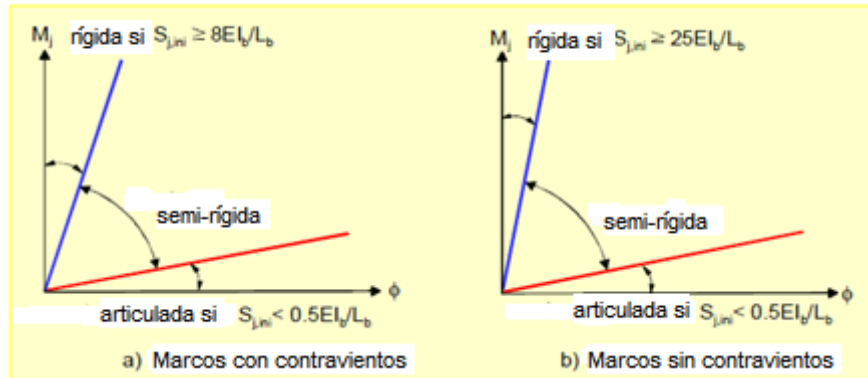


Figura 1.10 Límites para la clasificación de las conexiones viga-columna según Eurocódigo (adaptado de Wardenier, 2001).

En la figura 1.10a y 1.10b, se observa que entra más rígida sea una conexión, su capacidad a resistir momento crece y su rotación disminuye.

Un posible modelado de las conexiones está dado por la figura 1.11

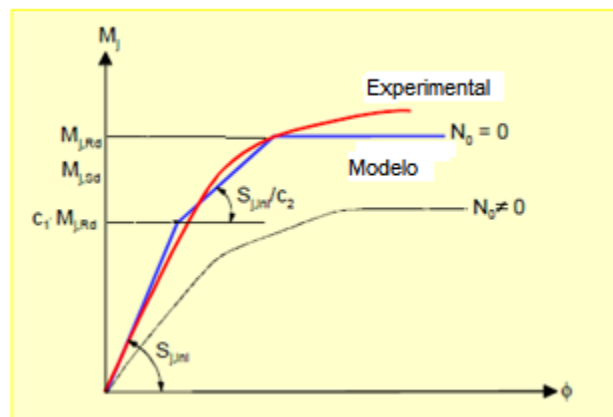


Figura 1.11 Modelado momento-giro (adaptado de Wardenier, 2001).

Para una conexión de viga de sección I con una columna HSS los factores de corrección c_1 y c_2 todavía tienen que definirse. Otra complicación es que las cargas axiales y momentos en las columnas no solo influyen en la resistencia, si no también en la rigidez, como se muestra en la línea discontinua de la figura anterior.

Conexiones de placa de extremo extendida

Las conexiones a momento de vigas y columnas ambas de sección I con placa de extremo extendida han sido investigadas de una manera extensiva, y existe una amplia documentación respecto a su comportamiento en la literatura (por ejemplo, Girao Coelho, 2004; Gómez Bernal y colaboradores, 2007).

En la Universidad Autónoma Metropolitana (UAM), Unidad Azcapotzalco, ya se presentó un estudio de conexiones a momento de placa de extremo extendida, para uniones columna-viga ambas con secciones I (figura 1.12), llevadas a cabo en el Laboratorio de Estructuras. El objetivo fue analizar el cómo este tipo de conexiones se podrían diseñar para proporcionar la resistencia, rigidez y ductilidad requeridas para usarse en marcos rígidos resistentes a momento.



Figura 1.12. Conexión a momento de placa extendida de extremo (UAM).
(cortesía de Cruz Mendoza)

Por el contrario, las investigaciones sobre conexiones que involucran secciones tubulares rectangulares ha sido bastante limitada, y las que existen se han concentrado básicamente en cargas de tensión (Kato y Hirose; Packer et al., 1989), o compresión combinada y flexión, así como en una conexión atornillada de continuidad de columna a columna HSS.

En este trabajo se presentan algunos resultados experimentales de cuatro especímenes de conexiones (tres soldadas y una atornillada) y que corresponden a un programa experimental desarrollado en la Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco (UAM-A). Los resultados se comparan para proponer recomendaciones de diseño en la práctica de este tipo de conexiones.

CAPÍTULO 2 CONEXIONES EN EDIFICIOS

2.1 MARCOS RESISTENTES A MOMENTO

Uno de los sistemas estructurales básicos que existen para proporcionar la resistencia a cargas laterales de los edificios es el sistema de marcos resistentes a momento (MRM), el cual está formado por columnas y vigas en dos direcciones conectadas entre sí, de manera que se permita la transmisión de momentos flectores y la rigidez lateral a la estructura.

Un marco resistente a momento es aquel que soporta las cargas a que se ve sometido gracias al trabajo conjunto de flexión de las vigas y columnas unidas rígidamente usando detalles de conexiones, bien sean soldadas o atornilladas, mediante las cuales las deformaciones plásticas requeridas del marco se pueden alcanzar a través de la formación de las articulaciones plásticas en lugares predeterminados en el claro de la viga, ver figura 2.1. Las conexiones viga a columna deben diseñarse con suficiente resistencia, para obligar la formación de articulaciones plásticas a una distancia prudente ($d/2$) de la cara de la columna.

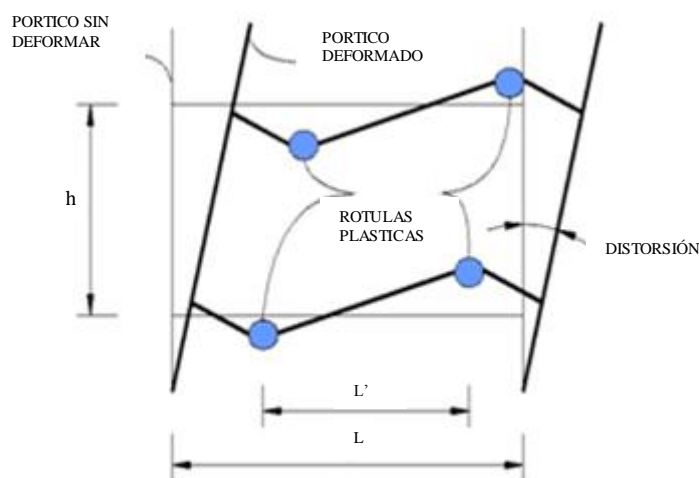


Figura 2.1. Comportamiento inelástico ideal de un marco resistente a momentos
(adaptada de FEMA 350, 2000).

Este sistema es usado comúnmente en el mundo en edificios de hasta de 30 pisos de altura y se considera que tiene un buen desempeño durante eventos sísmicos. Es un sistema frecuentemente preferido por propietarios y arquitectos ya que brinda grandes espacios libres.

2.2 IMPORTANCIA DE LAS VIGAS Y COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL EN LAS CONEXIONES DE LAS MISMAS

Para describir el comportamiento de una conexión y poder calificarla, es importante conocer los aspectos principales del diseño sísmico y el papel fundamental de las conexiones viga-columna dentro del proceso de disipación de energía que se debe garantizar en un sistema estructural de marcos resistentes a momento.

Por las excelentes características del material, los elementos de acero son en general capaces de desarrollar grandes ductilidades y de disipar mucha energía por comportamiento inelástico; sin embargo, estas características pueden verse totalmente canceladas si el diseño de los elementos es tal que se presentan fenómenos de pandeo o de fractura frágil. Los problemas de pandeo aparecen en cualquiera de las siguientes circunstancias:

- Pandeo local de placas comprimidas con altas relaciones ancho a espesor (b/t).
- Pandeo en flexión de columnas esbeltas.
- Pandeo lateral de vigas y columnas.
- Efectos $P-\Delta$, que consisten en la inestabilidad lateral de marcos flexibles sujetos a cargas verticales elevadas.

En estructuras sujetas a sismo deben evitarse los fenómenos antes mencionados, no sólo dentro del intervalo lineal elástico del comportamiento de la estructura, sino también después de que se ha alcanzado la fluencia y se ha reducido

sustancialmente la rigidez. La ocurrencia de fenómenos de pandeo inelástico, aunque no afecte la capacidad de carga del elemento, impide se desarrolle íntegramente la capacidad de deformación de la estructura. Los distintos fenómenos de pandeo se ilustran esquemáticamente en las siguientes gráficas momento-curvatura:

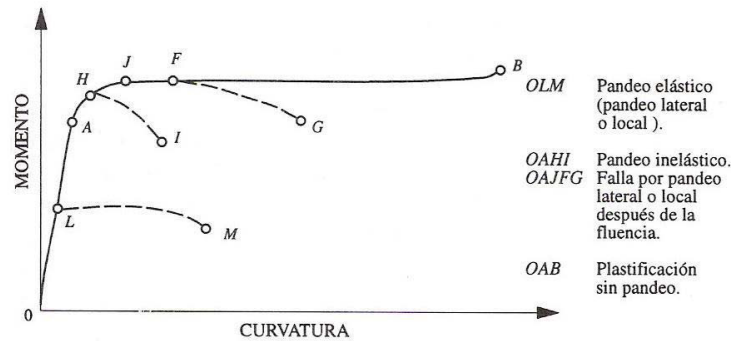


Figura 2.2. Diagrama momento-curvatura para vigas (adaptado de Bazán y Meli, 2002).

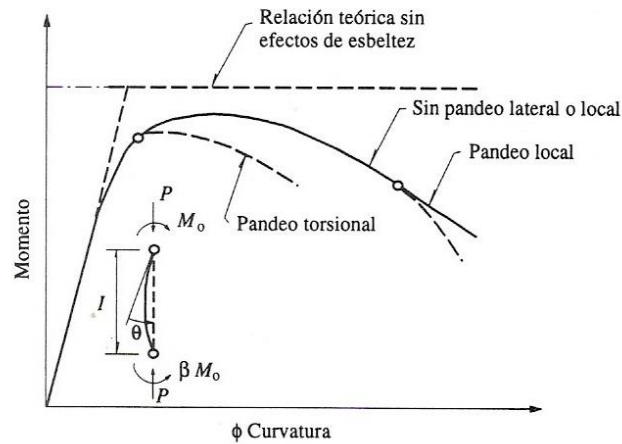


Figura 2.3. Diagrama momento-curvatura para columnas (adaptado de Bazán y Meli, 2002).

En vigas los problemas de pandeo local se evitan utilizando secciones compactas, es decir, con baja relación ancho a espesor y los de pandeo lateral proporcionando arriostramiento transversal. Se pueden lograr así curvas de histéresis sumamente anchas y estables, como las mostradas en la siguiente figura:

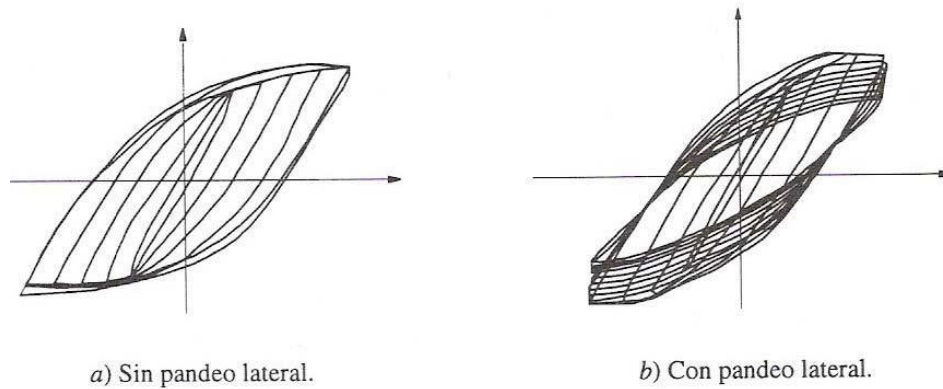


Figura 2.4. Curvas de histéresis de vigas de acero (adaptado de Bazán y Meli, 2002).

En las columnas la capacidad de rotación disminuye apreciablemente al aumentar la carga axial. Cuando dicha carga es más de la mitad de la resistencia de la columna ($P/P_y \geq 0.5$), la capacidad de rotación es sumamente reducida. La ductilidad también disminuye al aumentar la relación de esbeltez de la columna. Las curvas de histéresis muestran mucho deterioro para cargas axiales altas o para esbelteces elevadas, por lo que es recomendable evitar comportamiento inelástico en estos elementos (ver figura 2.5).

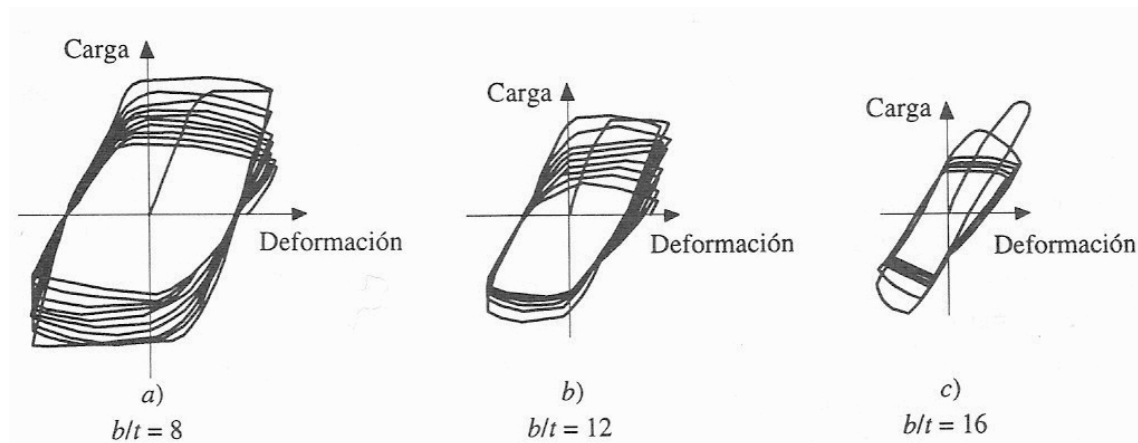


Figura 2.5. Curvas de histéresis de columnas de acero (adaptado de Bazán y Meli, 2002).

En las gráficas anteriores claramente se puede observar que cuando la relación de esbeltez crece (b/t), la capacidad de soportar carga disminuye, por lo tanto, la capacidad de rotación disminuye al igual que la capacidad de disipación de energía.

En adición a los fenómenos de pandeo hay que evitar problemas de falla frágil que puedan ser debidos a fallas de tensión en la sección neta de conexiones remachadas o atornilladas, a fractura de soldadura por concentraciones de esfuerzos, o a fractura por fatiga en secciones que hayan sido previamente sometidas a un gran número de ciclos de esfuerzos de intensidad moderada.

2.3 CONEXIONES A MOMENTO EN MARCOS DÚCTILES

2.3.1 CONEXIONES VIGA-COLUMNA

Para asegurar la continuidad entre vigas y columnas de un marco, las conexiones deben ser rígidas y capaces de transmitir momentos flexionantes elevados. Las fallas que se pueden presentar en la conexión son debidas a pandeo o fractura por las concentraciones de esfuerzos transmitidos por los patines o la fluencia por cortante del panel de la conexión (figura 2.6).

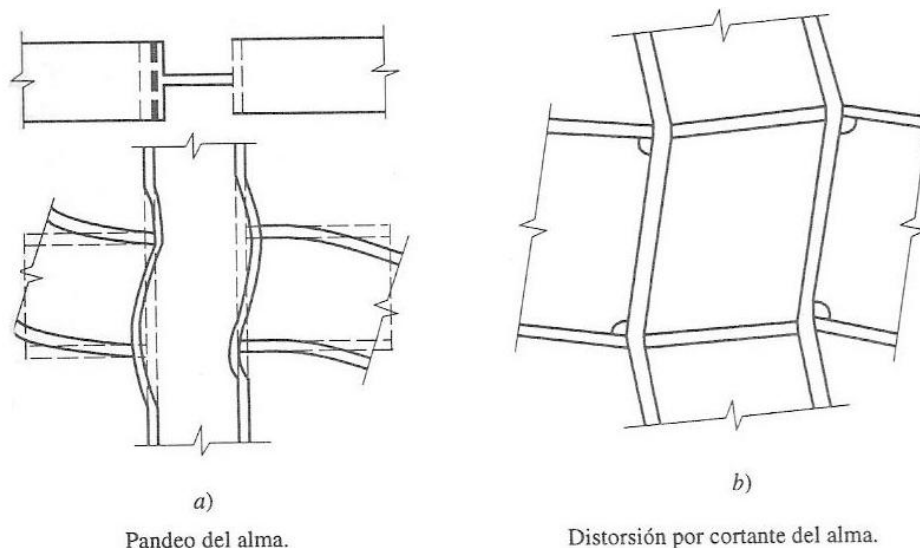


Figura 2.6. Fallas típicas en conexiones de acero de vigas de sección I con columnas de sección I (adaptado de Bazán y Meli, 2002).

El diseño adecuado de la conexión determina el espesor necesario de la placa del panel y la posible adición de atiesadores para la correcta transmisión de los esfuerzos. Con las precauciones debidas, se logra un excelente comportamiento de las conexiones, como el que se muestra en las siguientes curvas de histéresis.

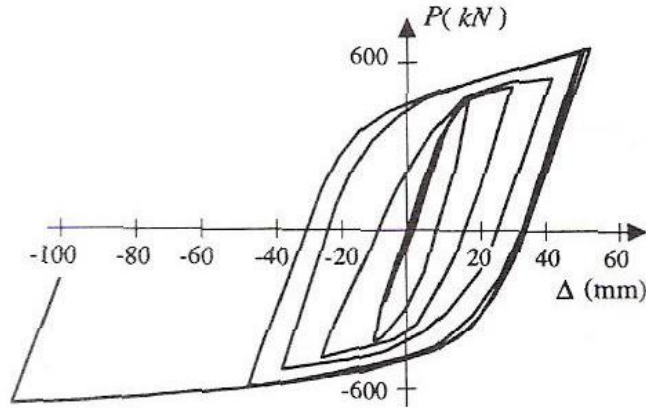


Figura 2.7. Curvas de histéresis de una conexión viga de sección I-columna de sección I de acero
(adaptado de Bazán y Meli, 2002).

Es recomendable diseñar la conexión con factores de seguridad mayores que los que se adoptan para el diseño de los elementos conectados.

Los marcos a momento han sido utilizados desde el comienzo del siglo XIX. Antes de 1920, los marcos de acero eran contruidos como complejas armaduras de miembros con cartelas y las conexiones eran armadas como se ilustra en la figura 2.8.

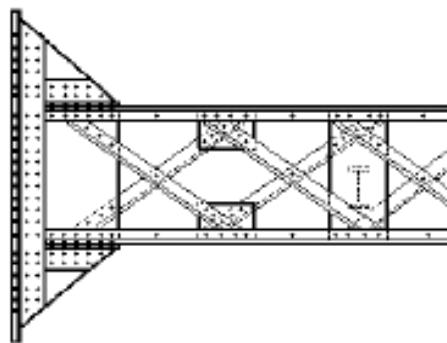


Figura 2.8. Construcción de miembros armados
(adaptado de FEMA 355 D, 2000)

En 1928 fue desarrollada la primera especificación del AISC, para conexiones. Las vigas y columnas de acero laminadas en caliente fueron conectadas con ángulos en acero y remachadas en formas de secciones T (ver figura 2.9).

Estas conexiones fueron diseñadas con relativos y simples cálculos en los siguientes 20 a 30 años. Se usó el concreto como revestimiento de protección contra el fuego (FEMA 355 D, 2000).



Figura 2.9. Tipos de conexiones con remaches de vigas de sección I con columnas de sección I
(adaptado de FEMA 355 D, 2000)

Después de 1960, los tornillos de alta resistencia empezaron a reemplazar a los remaches en las conexiones conservando la geometría de las conexiones remachadas (figura 2.10).

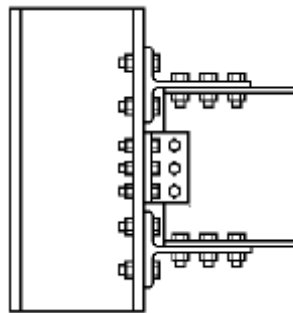


Figura 2.10. Conexión con pernos de alta tensión
(adaptada de FEMA 355 D, 2000).

En estos diseños se tomaban en cuenta las grandes fuerzas producidas por los sismos y se empezó a analizar el comportamiento inelástico de las construcciones y sus conexiones.

Como la reducción de las fuerzas sísmicas depende de la reducción de las masas y el periodo del edificio, los ingenieros de esa época empezaron a reducir las

masas. Durante esa época no ocurrieron terremotos de importancia con pérdidas de vidas y colapso de estructuras, y se consideraba que las estructuras en acero tenían un buen comportamiento inelástico.

A partir de 1960, la aparición de la soldadura se convirtió práctica y económica, en las construcciones de acero. Los ingenieros entendieron la química y la física de los procesos de soldadura con la aparición de las normas AWS y se incrementó el uso de la soldadura en las conexiones durante esa década hasta nuestros días (ver figura 2.11).

A partir del sismo de Northridge (17 de enero de 1994) y del sismo de Kobe (17 de enero de 1995) se han venido adelantando programas intensivos de investigación (p.e. Coelho y otros, 2004, Popov y Takhirov, 2002), con el fin de encontrar soluciones estructurales eficientes al problema que evidenciaron dichos sismos en las estructuras de acero. Estos sismos mostraron un comportamiento inadecuado de las conexiones en marcos resistentes a momento, colocando en tela de juicio el detalle de la conexión que hasta el momento venía siendo usado en zonas de riesgo sísmico intermedio y alto.

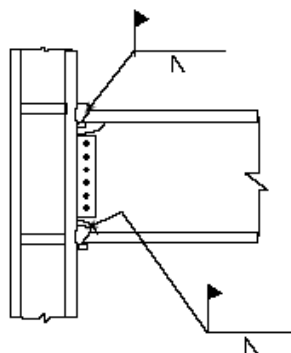


Figura 2.11. Conexión soldada a momento típica de vigas de sección I con columnas de sección I (adaptada de FEMA 355 D, 2000).

La FEMA (Federal Emergency Management Agency) publicó la FEMA 350 la cual recomienda criterios para el diseño y construcción de nuevos edificios. Este documento ha incorporado los marcos en acero resistentes a momento, de investigaciones hechas después de los sismos de Northridge y Kobe.

Después la AISC ha incorporado el suplemento No. 2 en noviembre del 2000 y la última versión “Draft” en el 2002, donde recomienda el ensayo cíclico como método para precalificar una conexión a momento.

2.3.2 SELECCIÓN DEL TIPO DE CONECTOR

En las especificaciones de acero actuales se permiten cuatro tipos de sujetadores para esas conexiones. Estos son: la soldadura, los tornillos sin torneear, los tornillos de alta resistencia y los remaches.

La selección del tipo de sujetador o sujetadores que deben usarse para una estructura específica, implica la consideración de muchos factores entre los cuales caben mencionar: requisitos de códigos locales de construcción, economía relativa, preferencias del proyectista, disponibilidad de buenos soldadores o remachadores, condiciones de carga (estática o fatiga), preferencias del fabricante y equipo disponible. Es imposible dar un conjunto definido de reglas para seleccionar el mejor tipo de sujetador para una estructura dada cualquiera. Sin embargo, se puede hacer una serie de observaciones generales que ayuden a tomar una decisión. Estas son las siguientes:

1. Los tornillos sin torneear resultan económicos para estructuras ligeras sometidas a cargas estáticas pequeñas y para miembros secundarios (largueros, riostras, largueros de pared, etc.) de estructuras pesadas.
2. El atornillado en campo es muy rápido y requiere menos mano de obra especializada que la soldadura. Sin embargo, el costo de los tornillos de alta resistencia es un poco alto.
3. Si a la larga se tiene que desmontar la estructura, probablemente la soldadura no deba considerarse, dejando el campo abierto a los tornillos.
4. Cuando se tienen cargas grandes, los tornillos de alta resistencia completamente tensados y la soldadura ofrecen un compartimiento muy bueno.

5. Note que debe tenerse cuidado especial al instalar apropiadamente los tornillos de alta resistencia para evitar deslizamiento crítico.
6. La soldadura requiere la menor cantidad de acero, contribuye al mejor aspecto de las juntas y tiene la mayor amplitud de aplicaciones para diferentes tipos de conexiones.
7. Cuando se desean juntas continuas, rígidas y resistentes a momentos, probablemente se escogerá la soldadura.
8. La soldadura se acepta casi universalmente como satisfactoria para el trabajo en planta. Para el trabajo en campo en algunas partes del mundo es rechazada por el temor de que la supervisión de campo no sea totalmente confiable.
9. El uso de soldaduras en miembros muy gruesos requiere un cuidado especial por lo que en ocasiones es preferible usar conexiones atornilladas. Además, tales conexiones atornilladas son menos susceptibles a las fracturas frágiles.

2.3.3 TIPOS DE CONEXIONES EN VIGAS

Todas las conexiones tienen alguna restricción, o sea, alguna resistencia a cambios en los ángulos originales formados por los miembros conectados cuando se aplican cargas. Dependiendo de la magnitud de la restricción, las especificaciones LRFD en su apartado A2.2 clasifican las conexiones como totalmente restringidas (tipo FR) y como parcialmente restringidas (tipo PR). Estos dos tipos de conexiones se describen con más detalle a continuación:

1. Las conexiones tipo FR son conexiones rígidas o continuas propias de marcos; se supone que son suficientemente rígidas o que tienen un grado de restricción tal, que los ángulos originales entre los miembros permanecen virtualmente sin cambio bajo cargas.
2. Las conexiones tipo PR tienen una rigidez insuficiente para mantener sin cambios a los ángulos originales bajo carga. Se incluyen en esta

clasificación las conexiones simples y semirrígidas descritas en detalle en esta sección.

Una conexión simple es una conexión tipo PR en la cual se ignora la restricción. Se supone completamente flexible y libre para rotar y por ello, sin capacidad resistente a momentos. Una conexión semirrígida es una conexión tipo PR cuya resistencia a cambios en ángulos queda entre las de los tipos simple y rígida.

Debido a que no existen conexiones perfectamente rígidas o completamente flexibles, todas las conexiones son parcialmente restringidas en mayor o menor grado. En el pasado se acostumbraba clasificar las conexiones basándose en el cociente del momento desarrollado en una conexión específica entre el momento que se desarrollaría en una conexión completamente rígida. Una regla aproximada era (McCormac 2002):

- Las conexiones simples tenían una rigidez del 0% al 20%
- Las conexiones semirrígidas tenían una rigidez del 20% al 90%, y
- Las conexiones rígidas tenían una rigidez del 90% al 100%.

La siguiente figura muestra un grupo de curvas típicas momento-rotación para clasificar estas conexiones.

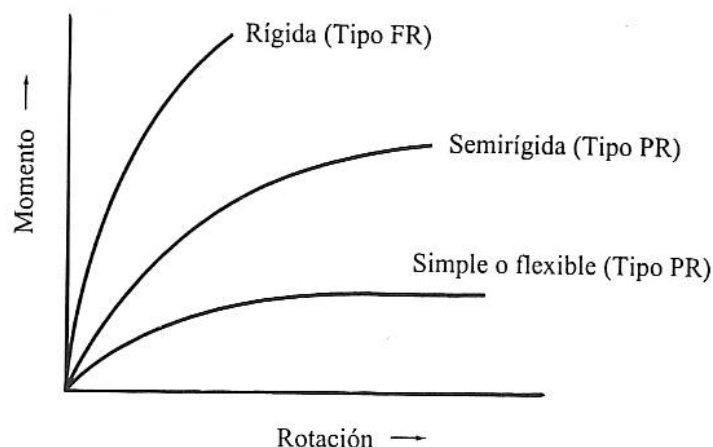


Figura 2.12. Curvas típicas momento-rotación para conexiones (adaptada de McCormac, 2002)

En la figura 2.12 se puede observar que las líneas se curvan porque cuando los momentos crecen, las rotaciones se incrementan con mayor rapidez.

Las conexiones simples (Tipo PR), son muy flexibles y se supone que permiten girar los extremos de la viga hacia abajo cuando están cargados, como sucede con las vigas simplemente apoyadas. Se desprecia la resistencia a momento, solamente resisten fuerza cortante, en la figura 2.13, se muestran este tipo de conexiones.

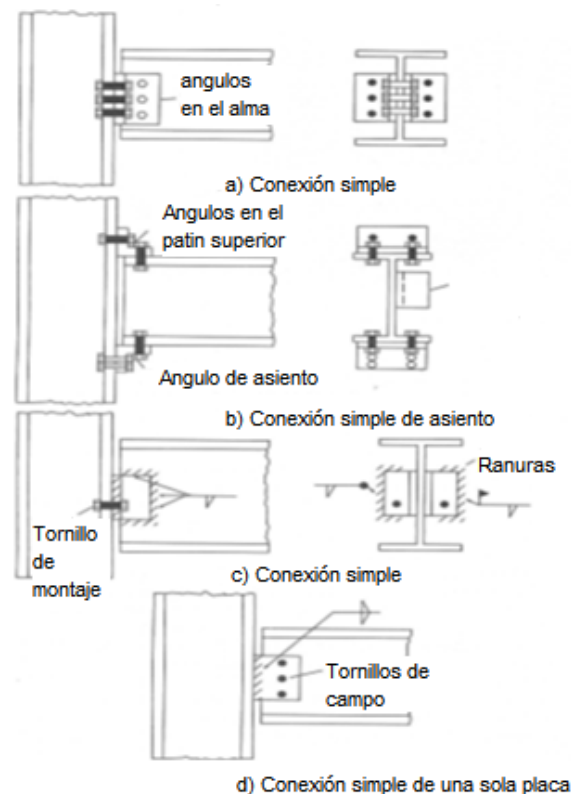


Figura 2.13. Algunas conexiones simples. a) Conexión simple con ángulo en el alma atornillada. b) Conexión simple con asiento. c) Conexión simple con ángulo en el alma soldada. d) Conexión simple con una sola placa o placa de cortante (adaptada de McCormac, 2002)

Conexiones semirrígidas (Tipo PR), son aquellas que tienen una apreciable resistencia a la rotación del extremo, desarrollando así momentos de extremo de consideración. En la práctica de diseño es muy común que el proyectista, para simplificar el análisis, considere todas estas conexiones como simples o rígidas sin considerar situaciones intermedias.

Para entender lo anterior con más claridad en la figura 2.14, se representan los diagramas de momentos flexionantes para un grupo de vigas con carga uniformemente repartida, con conexiones de diferentes porcentajes de rigidez, en donde el 0% significa que el elemento no tiene ninguna restricción al giro en sus condiciones de frontera y el 100% que está restringido totalmente al giro.

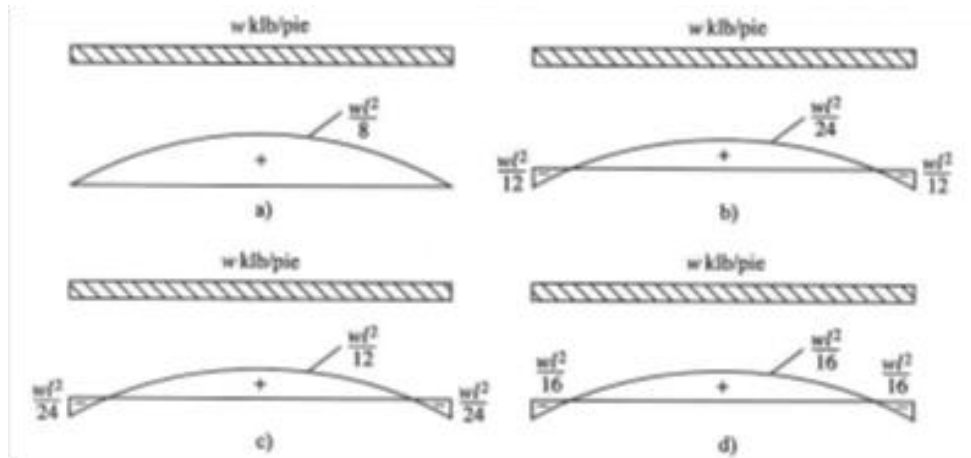


Figura 2.14. a) Conexiones simples (0%). b) Conexiones rígidas (100%). c) Conexiones semi-rígidas (50%). d) Conexiones semi-rígidas (75%) (adaptada de McCormac, 2002)

Las conexiones semi-rígidas se usan con frecuencia, pero por lo general al calcular no se obtiene ventaja de sus posibilidades de reducción de momentos. Quizá un factor que hace que los calculistas se abstengan de tomar ventaja de ellas más a menudo, es la limitación de las especificaciones LRFD (sección A2), que solo permiten la consideración de conexiones semi-rígidas, cuando se presenta evidencia de que son capaces de resistir un cierto porcentaje del momento resistente que proporciona una conexión técnica o debe ser establecida por medios analíticos o empíricos.

En la figura 2.15 se muestran 3 conexiones prácticas semi-rígidas o conexiones PR capaces de proporcionar una considerable resistencia por momento. Si la conexión con placa de extremo mostrada en la parte(a) de la figura se extiende hacia arriba de la viga y se instalan más tornillos, la resistencia por momento de la conexión puede incrementarse apreciablemente. La parte (c) de la figura muestra una conexión semi-rígida que ha resultado muy satisfactoria en pisos compuestos

de acero y concreto. La resistencia en la losa de concreto arriba de la viga y por el lado horizontal del ángulo del asiento.

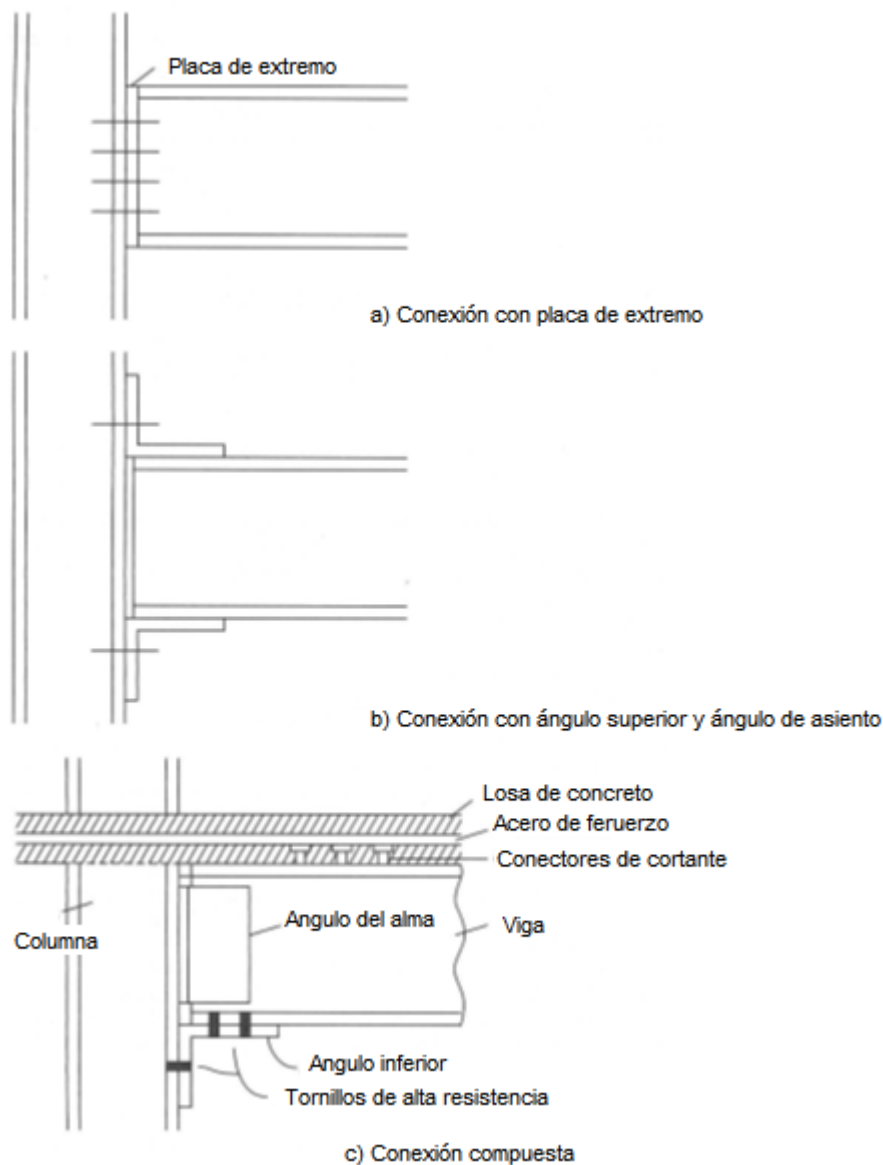


Figura 2.15. Algunas conexiones semi-rígidas (adaptada de McCormac, 2002)

El uso de conexiones parcialmente restringidas con aproximadamente 60 a 75 por ciento de rigidez está aumentando gradualmente. Cuando sea posible predecir exactamente el porcentaje de rigidez para varias conexiones y se disponga de mejores procedimientos de diseño, este tipo de conexión se volverá probablemente muy común.

Conexiones rígidas (Tipo FR) son aquellas que teóricamente no permiten rotación en los extremos de la viga y transfieren casi el 100% del momento al empotramiento. Las conexiones de este tipo pueden usarse para edificios altos en los que la resistencia al viento se desarrolla proporcionando continuidad entre los miembros de la estructura del edificio.

En la figura 2.16 se muestran varios tipos de conexiones tipo FR que proporciona una restricción casi del 100%. Los atiesadores en las almas de las columnas se requieren en algunas de esas conexiones para proporcionar suficiente resistencia a la rotación.

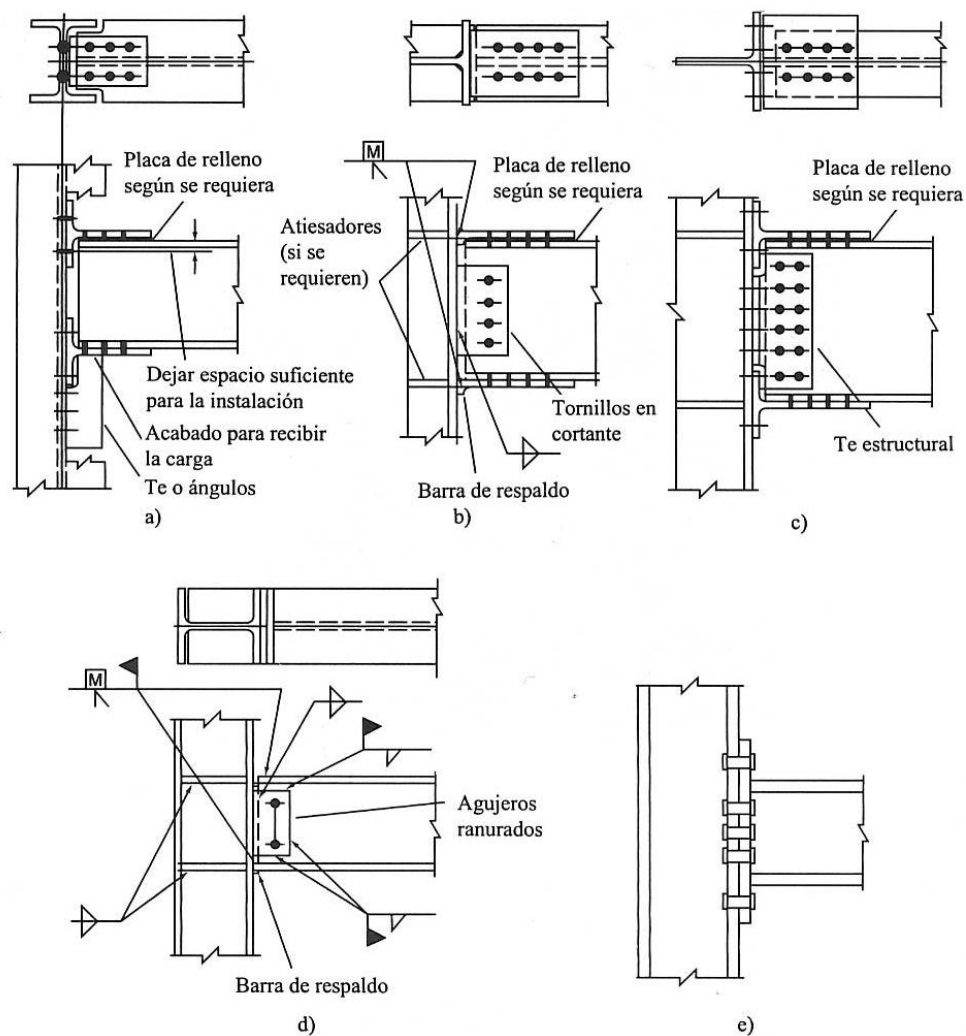


Figura 2.16. Conexiones de viga I con columna I, resistentes a momento
(adaptada de McCormac, 2002)

La conexión mostrada en la parte d) es muy popular entre los fabricantes de estructuras y la conexión de placa de extremo mostrada en la parte e) se ha usado también en años recientes.

Note que el uso de las placas de relleno en la parte (a) a la (c) de la figura 2.16, son soleras delgadas de acero que se usan para el ajuste de las conexiones, pueden ser de dos tipos: convencionales o de dedos. Las placas de relleno convencionales son aquellas que se instalan con los tornillos pasando por ellas, mientras que las placas de relleno de dedos pueden instalarse después que se han colocado los tornillos.

2.3.3.1 CONEXIONES ESTANDAR DE VIGAS ATORNILLADAS

En la figura 2.17 se muestran diversos tipos de conexiones atornilladas estándar. Estas conexiones por lo general están diseñadas para resistir sólo el corte, y las pruebas han demostrado que esta práctica es absolutamente satisfactoria. La parte a) de la figura muestra una conexión entre vigas mediante ángulos en el alma. Este tipo de conexión consta de un par de ángulos flexibles, posiblemente conectados en el taller al alma de la viga soportada, y conectados en la obra a la viga o columna de apoyo. Muchas veces cuando se conectan 2 vigas es necesario que la cara superior de los patines de las vigas estén al mismo nivel, siendo entonces necesario recortar uno de los patines (despatinar) como se muestra en la parte b) de la figura. En tales conexiones se debe revisar el bloque de cortante.

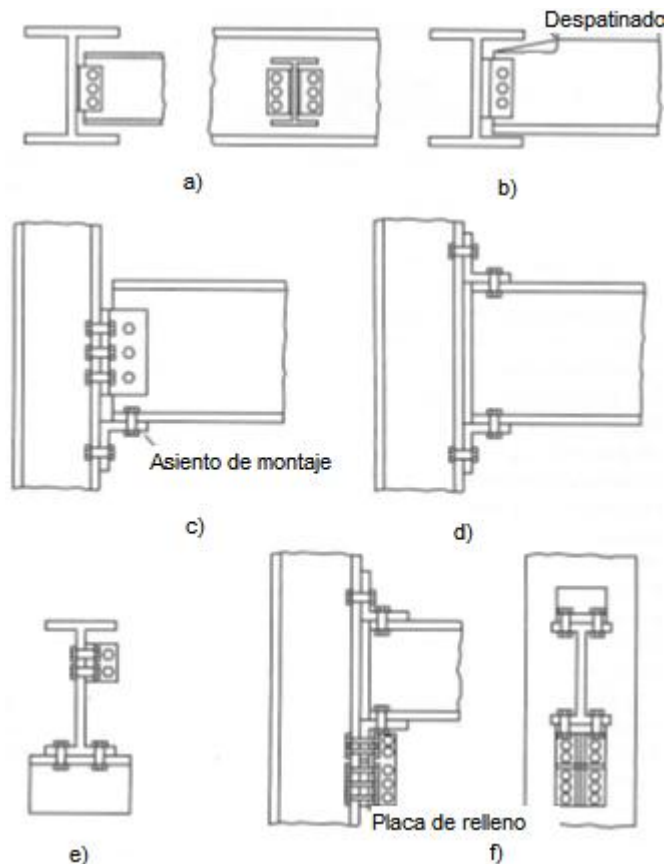


Figura 2.17. Conexiones atornilladas de vigas de sección I con columnas de sección I. a) Conexión simple. b) Conexión simple. c) Conexión simple. d) Conexión de asiento. e) Conexión de asiento. f) Conexión de asiento con ángulos atiesados. (adaptada de McCormac, 2002)

Las conexiones simples de viga a columnas pueden ser con ángulos en el alma, de asiento, como se muestra en la figura 2.17 en la parte c), se muestra una conexión estructural en la que dos ángulos de alma se han conectado al alma de la viga en el taller, después de lo cual se colocan en la obra remaches o tornillos a través de los ángulos y la columna. A veces es conveniente tener un ángulo, llamado asiento de montaje, que contenga la viga durante el montaje. Dicho Angulo se muestra en la figura.

La conexión de asiento tiene un ángulo bajo la viga, similar al asiento de montaje que se acaba de mencionar, conectado a la columna en el taller. Además, hay otro ángulo, probablemente en el patín superior de la viga, que en la obra se conecta a la viga y a la columna. Una conexión de asiento de este tipo se muestra en la

parte d) de la figura. Si la limitación de espacio por arriba de la viga causara algún problema, el ángulo superior podría situarse en el lugar opcional mostrado en la parte e) de la figura. El Angulo superior, en cualquiera de los lugares mencionados, es muy eficaz para evitar que el patín superior de la viga quede accidentalmente fuera de lugar durante la construcción.

La carga que pueden resistir los tipos de conexión mostrados en las partes c),d) y e) de la figura 2.17, está severamente limitada por la flexibilidad o resistencia a la flexión de los lados horizontales de los ángulos de asiento. Para cargas más pesadas es necesario utilizar asientos atiesadores como el mostrado en la parte f) de la figura.

La mayoría de estas conexiones se seleccionan de tablas estándar. El manual LRFD tiene excelentes tablas de selección de conexiones para vigas atornilladas o soldadas, de los tipos mostrados en la figura 2.17. Después de que se ha seleccionado una sección de viga laminada es muy conveniente consultar estas tablas y seleccionar una de las conexiones estándar, misma que podrá utilizarse en la gran mayoría de los casos.

Para hacer que estas conexiones tengan un momento resistente pequeño, los ángulos utilizados en la fabricación de las conexiones, deben ser livianos y flexibles. Para que ocurran las rotaciones mostradas en la figura 2.18, debe haber cierta deformación en los ángulos. Es un hecho que si los extremos se inclinan según la pendiente calculada para extremos simples, los ángulos realmente se flexionaran lo suficiente para tener esfuerzos mayores a los correspondientes al punto del límite de fluencia; si esto ocurre, quedarán deformados permanentemente y las conexiones se aproximarán realmente a la forma de apoyo simple, por lo cual es conveniente usar ángulos delgados y gramiles grandes para el espaciamiento de tornillos, si es que el objetivo del calculista son conexiones que trabajen como apoyos simples.

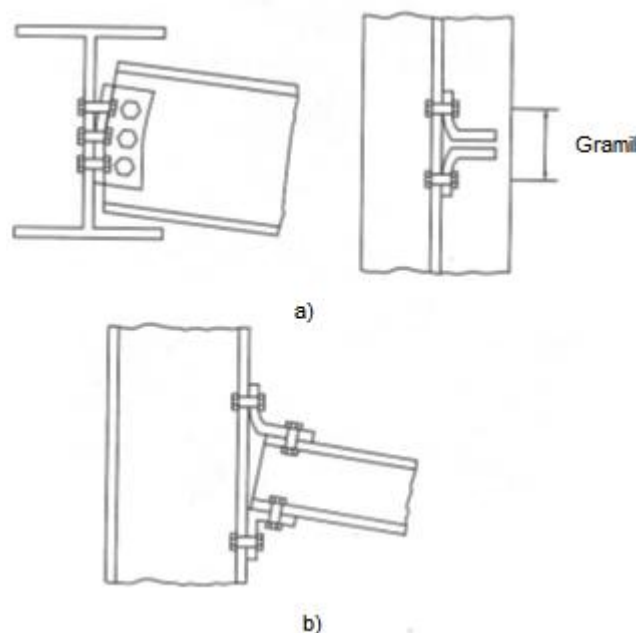


Figura 2.18. a) Flexión de una conexión simple. b) Flexión de una conexión de asiento.
(adpatada de McCormac, 2002)

Estas conexiones tienen cierta resistencia a momentos. Cuando los extremos de la viga empiezan a girar hacia abajo, la rotación sin duda es resistida en cierta medida por la tensión en los tornillos superiores, aunque los ángulos sean muy delgados y flexibles. Ignorar el momento resistente de estas conexiones ocasionará vigas de dimensiones conservadoras. Si se van a resistir momentos de cualquier magnitud, es necesario proporcionar juntas tipo rígido y no conexiones con ángulos unidos al alma o ángulos de asiento.

Durante los últimos años, muchos investigadores alrededor del mundo han tratado de desarrollar formulas empíricas para describir las características de rotación de las conexiones. Aunque sean hecho algunos progresos, **el único método exacto para obtener tal información hoy en día implica la fabricación de conexiones reales seguido por pruebas de las mismas**, es muy difícil incluir en una formula los efectos de por ejemplo un ajuste deficiente, un apretado impropio de los tornillos, etc.

2.4 DAÑOS PRESENTADOS EN LAS CONEXIONES

Los daños encontrados en los edificios de acero de marcos resistentes a momento en los sismos de Northridge y Kobe incluían fluencia, pandeo y fracturas excesivas de los elementos del marco y sus conexiones, además de ciertos casos de estructuras con inclinación lateral permanente. Algunos de los daños reportados, como pandeos locales y fluencia de los elementos son consistentes con el comportamiento esperado de estas estructuras, sin embargo las fracturas frágiles que ocurrieron no hacían parte de los mecanismos de disipación de energía diseñados.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.19. Fallas en conexiones viga–columna, durante el sismo de Northridge
(adaptada de FEMA 355 E, 2000)

En la figura 2.19, se observa que en las partes (a) y (b) la fractura se originó en la conexión viga-columna y en la figura (c) y (d) la fractura se originó en la columna.

2.5 CONCEPTOS RELACIONADOS CON EL DISEÑO SISMICO DE CONEXIONES

Las incertidumbres asociadas con la ductilidad se hicieron evidentes para las estructuras de acero a partir de los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995), dando lugar a un replanteamiento general de las conexiones viga-columna de marcos resistentes a momento.

Cuando se somete una estructura a movimientos del terreno ocasionados por sismos, experimenta desplazamientos laterales y consecuentemente importantes deformaciones en sus elementos. Para respuestas de pequeña amplitud, las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y prácticamente no ocurren daños, mientras que para respuestas de mayor amplitud, las deformaciones de los elementos exceden su capacidad elástica y la edificación empieza a experimentar daños como consecuencia de las deformaciones inelásticas.

Los códigos y reglamentos actuales admiten que el comportamiento de las estructuras rebase el intervalo elástico ante sismos moderados y severos, procurando que se presenten incursiones importantes en la zona de comportamiento inelástico, durante las cuales es posible disipar gran parte de la energía introducida por el sismo.

De esta manera, se permite que las estructuras sean diseñadas para solicitaciones (demandas) muy inferiores a las que se presentarían si el comportamiento elástico fuese ilimitado. Por lo anterior, es importante que la estructura tenga un comportamiento inelástico adecuado, lo que se logra al garantizar que la estructura pueda mantener su capacidad de carga ante

deformaciones superiores a la de fluencia, es decir, si se proporciona un comportamiento dúctil. Debido a que el sismo introduce en la estructura varios ciclos de sollicitaciones en diversas direcciones, el comportamiento de la estructura ante repeticiones alternadas de carga (carga cíclica) es de gran importancia.

Este comportamiento se representa mediante las curvas carga-deformación obtenidas en ensayos bajo cargas alternadas o cíclicas; estas curvas tienen forma de ciclos de histéresis. También es posible desarrollar curvas de fuerza interna contra deformación, por ejemplo, el cortante o el momento flector ($M-\theta$), para obtener una representación del comportamiento histerético correspondiente. El área delimitada por estos ciclos, es un indicativo de la capacidad de disipación de energía, que equivale a un amortiguamiento adicional muy importante para la estructura (amortiguamiento histerético).

Las estructuras localizadas en zonas de amenaza sísmica importante (intermedia y alta) deben estar en capacidad de desarrollar ciclos de histéresis cuya área bajo la curva sea amplia y que además sean estables en ciclos sucesivos, como los indicados en la figura 2.20a. Un comportamiento como el representado en la figura 2.20b, es menos deseable, ya que la rigidez y el área bajo la curva se reducen en ciclos posteriores al primero, lo que conduce a una disminución importante de la capacidad de disipación de energía y de su rigidez, llevando en este caso de estructuras metálicas a la aparición de indeseables efectos de segundo orden.

En la figura 2.20c, se ilustra el caso en el que la capacidad de la estructura se reduce considerablemente con la repetición de ciclos, lo que representa un deterioro progresivo de la resistencia, este comportamiento reduce la capacidad de disipación de energía de la estructura y afecta su resistencia ante futuros eventos sísmicos.

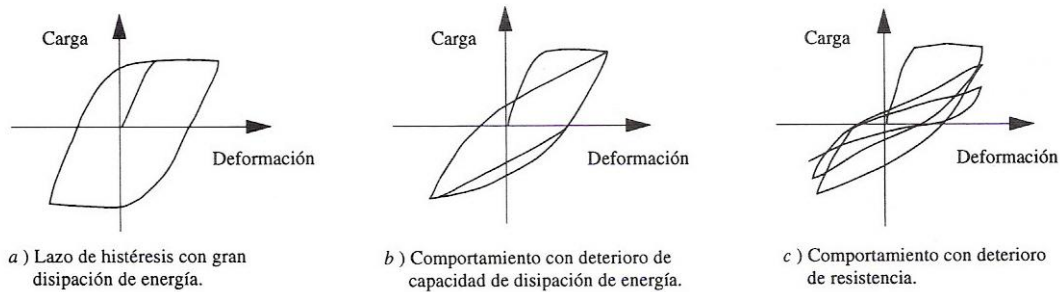


Figura 2.20. Ciclos de histéresis típicos para diferentes modalidades de comportamiento estructural (adaptado de Bazán y Meli, 2002)

Las estructuras deben tener la habilidad de disipar de la manera eficiente la energía introducida por los movimientos sísmicos del terreno. En caso de sismos severos, es aceptable que buena parte de esta disipación de energía se realice a través de deformaciones inelásticas que implican daño en los elementos estructurales, siempre y cuando no se alcancen condiciones cercanas al colapso.

El cumplimiento de los objetivos de diseño, en términos muy sencillos, implica que la estructura cuente con las siguientes condiciones:

1. Rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y para proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de los períodos de vibración, con una configuración adecuada de los elementos estructurales.
2. Resistencia suficiente a cargas laterales en cualquier dirección, para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración, de tal forma que la estructura sea en lo posible: sencilla, regular, simétrica y continua.
3. Alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones plásticas, lo que se logra proporcionándole ductilidad y redundancia en el sistema de resistencia sísmica.
4. Capacidad de transmitir, continua y eficazmente, las fuerzas sísmicas desde el punto donde se generan hasta el terreno.

Las condiciones anteriormente mencionadas, además de producir la mayor ductilidad posible de cada elemento estructural, proporcionan resistencias relativas que permiten el desarrollo de mecanismos de plastificación que involucren el mayor número posible de articulaciones plásticas en aquellas secciones de la estructura, donde se puede disponer de mayor ductilidad.

El mecanismo de plastificación que se busca en un marco resistente a momento (MRM), mediante el cumplimiento de dichos requisitos es el llamado de: **Viga Débil – Columna Fuerte**, que se muestra esquemáticamente en la figura 2.21, en el cual es deseable que se plastifiquen las vigas antes que las columnas.

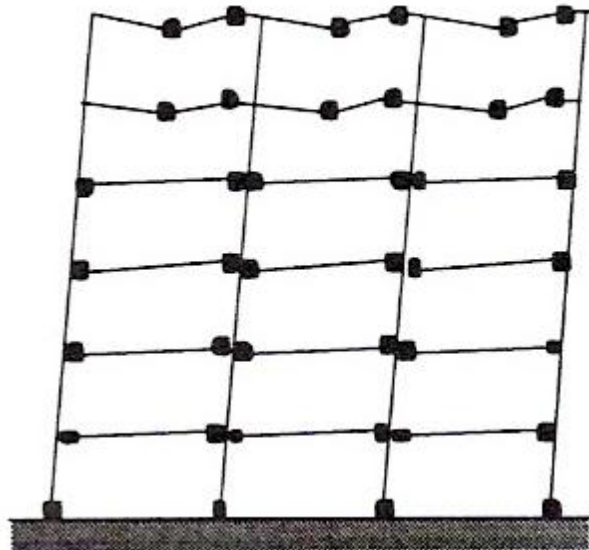


Figura 2.21. Mecanismos de deformación inelástica (articulaciones plásticas)

De acuerdo con códigos como las NSR-98 y AISC-Sísmico 2005, dependiendo de la capacidad de disipación de energía, los marcos resistentes a momento (MRM), se clasifican en tres grupos:

- MRM Especiales (PRM-E)
- MRM Intermedios (PRM-I)
- MRM Ordinarios (PRM-O)

Los niveles de capacidad de rotación inelástica y los ángulos de deriva de piso admisibles para los tres tipos de MRM, de acuerdo con AISC-Sísmico 2005, se indican en la tabla 2.1.

PRM	Capacidad de rotación inelástica	Ángulos de deriva de piso
(1)	(2)	(3)
PRM-E	0.03 Rad.	0.04 Rad.
PRM-I	0.02 Rad.	0.02 Rad.
PRM-O	Permanecen prácticamente elásticos	0.01 Rad.

Tabla 2.1. Niveles de capacidad de rotación elástica y distorsiones de piso para los diferentes tipos de MRM (adaptada de AISC-Sísmico 2005)

Las rotaciones inelásticas en una estructura son resultado de las rotaciones en las articulaciones o rótulas plásticas, las deformaciones por cortante de la zona de panel y las deformaciones de otras fuentes que dependen de la rigidez de las columnas, y no únicamente de las articulaciones plásticas que se generan en las vigas o columnas.

2.5.1 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SÍSMICO DE VIGAS

2.5.1.1 ARTICULACIONES PLÁSTICAS EN VIGAS

En marcos resistentes a momento, el mecanismo de disipación de energía esperado es la generación de articulaciones o rótulas plásticas en las vigas, tal y como se representa en la figura 2.22.

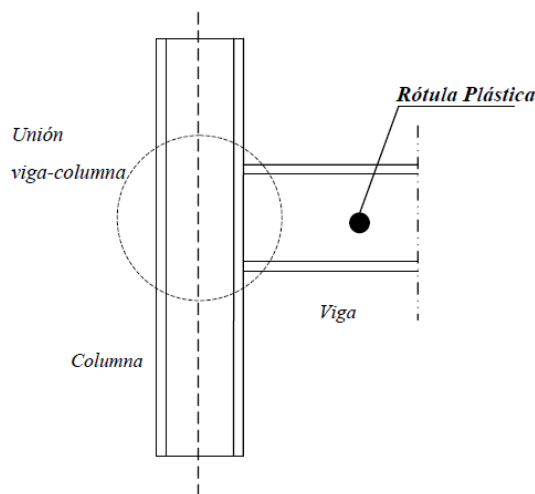


Figura 2.22. Mecanismo de disipación de energía generado por la formación de una articulación plástica en la viga.

De acuerdo con el mecanismo de disipación de energía que se desarrolla en un marco resistente a momento (articulaciones o rótulas plásticas), cuando la viga alcanza la plastificación, la resistencia que debe desarrollar, de acuerdo con la teoría de las Provisiones Sísmicas del AISC 2005, está dada por la expresión:

$$M_p = Z_y F_y \text{ -----(2.1)}$$

No obstante, el momento real esperado, M_{pr} , podría alcanzar valores del orden de:

$$M_{pr} = 1.1 R_y Z_y F_y \text{ -----(2.2)}$$

donde:

El valor de 1.1 que se incluye en la ecuación (2.2), tiene como objetivo, considerar los efectos del endurecimiento por deformación que se presentan en el acero cuando supera la fluencia, lo cual incrementa su resistencia post-fluencia.

M_p .- Momento plástico. Resistencia plástica nominal a la flexión, calculada con el f_y mínimo especificado.

M_{pr} .- Momento plástico máximo probable.

R_y .- Coeficiente aplicable al material de la viga, de acuerdo con AISC-Sísmico 2005. Modifica el valor del mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el acero de la viga, F_y , con el fin de determinar un valor más cercano al real.

M_z .- Módulo plástico efectivo de la viga en el sitio de la articulación plástica, con respecto al eje mayor, (x-x).

F_y .- Resistencia mínima a la fluencia especificada del acero de la viga.

2.5.1.2 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE LAS CONEXIONES

Adicionalmente a los fenómenos de pandeo, es importante evitar problemas de falla frágil que puedan ser ocasionados por fallas de tensión en la sección neta de la conexión empernada, fracturas de soldaduras por concentraciones de esfuerzos o fracturas por fatiga.

Cuando en el diseño de un MRM se suponen conexiones rígidas, se debe asegurar la continuidad entre vigas y columnas y las conexiones deben ser capaces de transmitir momentos flectores de magnitud considerable.

Las fallas que se pueden presentar en las conexiones rígidas de MRM son debidas a pandeo o a fractura por concentraciones de esfuerzos transmitidos por los patines o a fluencia por cortante de la zona de panel de la conexión, en la figura 2.6, se muestran estos efectos sobre una conexión típica.

La respuesta sísmica de una estructura está determinada por dos comportamientos, a saber: el de cada uno de los elementos que la constituyen trabajando en forma individual (vigas, columnas, riostras, etc.) y el segundo, la respuesta general de la estructura, la cual está determinada en buena medida por el comportamiento de sus conexiones.

Una conexión debe cumplir con tres funciones fundamentales:

1. Transmitir las cargas gravitacionales desde las vigas hacia las columnas, manteniendo la integridad de la estructura.
2. Otorgar rigidez lateral a la estructura y transmitir las solicitaciones por cargas horizontales (sísmicas) y
3. Ofrecer capacidad inelástica suficiente para permitir que se generen articulaciones o rótulas plásticas en las vigas, antes que se presenten fallas en las conexiones.

El punto 3 es un requisito fundamental para garantizar la disipación de energía en el intervalo inelástico, con el objetivo de que la estructura se pueda deformar en forma considerable, sin que se presente pérdida significativa de la resistencia y de la rigidez lateral de la estructura. Con el cumplimiento de los criterios de diseño, se logra entonces, un excelente comportamiento inelástico de las conexiones desde el punto de vista sismoresistente.

CAPÍTULO 3 CONEXIONES CON COLUMNA DE SECCIÓN HUECA

3.1 COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES CON COLUMNAS DE SECCION RECTANGULAR

3.1.1. SECCIONES ESTRUCTURALES HUECAS Y SUS APLICACIONES

Los perfiles HSS, especialmente las secciones rectangulares, son de uso general en los marcos de acero soldados con el proceso autógeno, donde los miembros experimentan esfuerzos en varias direcciones. Las secciones cuadradas y circulares tienen formas muy eficientes para soportar cargas múltiples, pues tienen características geométricas uniformes en dos direcciones transversales; esto las hace buenas opciones para columnas. Además se caracterizan por tener una alta rigidez torsional que las hace excelentes para resistir torsiones.

Los perfiles HSS se pueden también utilizar como vigas, aunque en general los perfiles de sección I son las formas estructurales más eficientes para este fin. Sin embargo, el perfil HSS tiene resistencia superior al pandeo flexo-torsionante.

Las superficies cuadradas planas de los perfiles HSS pueden facilitar la construcción y montaje, y a veces se prefieren para la estética arquitectónica en estructuras expuestas, aunque el HSS elíptico está llegando a ser más popular en las estructuras expuestas por las mismas razones estéticas.

El perfil HSS se llena a menudo de concreto para mejorar la resistencia al fuego, así como para incrementar su robustez. Si se utiliza de esta manera en edificios aumenta de manera considerable la resistencia a flexocompresión. También puede usarse para prevenir abolladuras y pandeos prematuros de las paredes de la sección.

3.1.1.1. HISTORIA Y DESARROLLO

Las excelentes propiedades geométricas que presentan las secciones tubulares, han llevado a la aplicación en ingeniería estructural de este tipo de secciones, existen varios ejemplos de aplicación que datan desde hace tiempo, como es el caso del diseño del puente Firth of Forth en Escocia (1980) con un claro libre de 521m, que se muestra en la figura 3.1

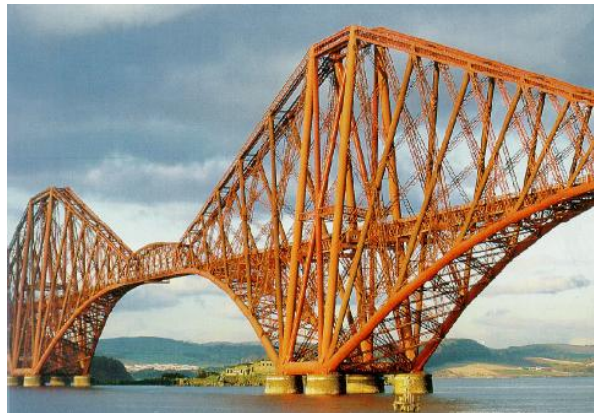


Figura 3.1. Puente Firth of Forth
(adaptada de Wardenier, 2001).

Como se observa en la figura anterior, este puente fue construido con elementos tubulares hechos de placas roladas conectadas con remaches, ya que no se contaba con otros métodos de fabricación para ese tamaño de elementos.

En 1886, los hermanos Mannesman desarrollaron un proceso llamado “Skew Roll Piercing”, como se muestra en la figura 3.2 que es un proceso que básicamente consiste en rolar placas de acero de pared gruesa. Este proceso en combinación con el proceso Pilger (figura 3.3), desarrollado años más tarde, hicieron posible fabricar secciones tubulares huecas de pared delgada sin costura.

A principios del siglo pasado, se comenzó a producir secciones tubulares huecas soldadas que se hizo más importante después del desarrollo del proceso por soldadura continua en 1930 por La American Fertz Moon (figura 3.4). Después de la Segunda Guerra Mundial, los procesos de soldadura se han perfeccionado, lo

que hizo posible que las secciones circulares huecas se soldaran fácilmente entre sí.

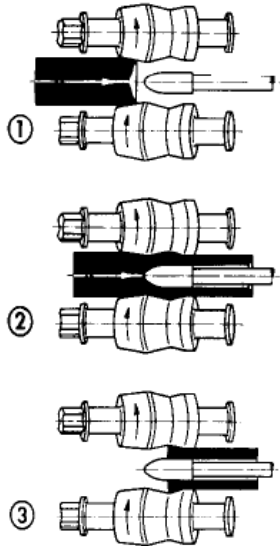


Figura 3.2. Proceso Skew Roll Piercing
(adaptada de Wardenier, 2001).

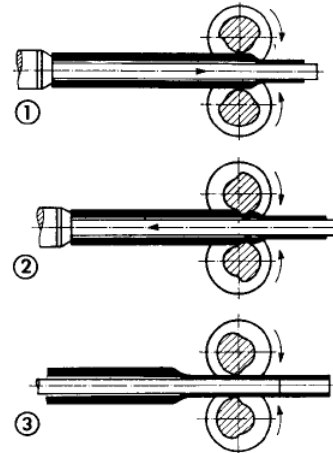


Figura 3.3. Proceso Pilger
(adaptada de Wardenier, 2001)

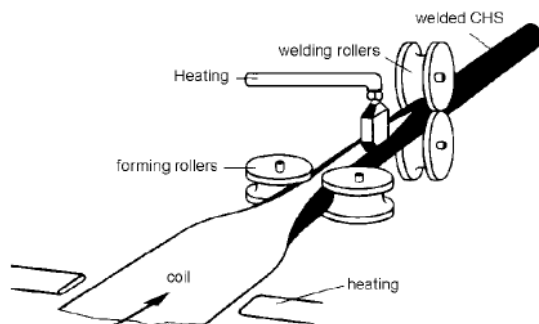


Figura 3.4. Proceso Fretz Moon
(adaptada de Wardenier, 2001)

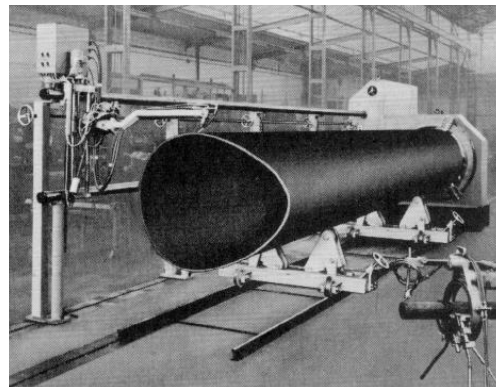


Figura 3.5. Máquina de corte

Para poder conectar dos secciones circulares huecas, se requiere cortar los extremos esto fue simplificado por Müller quien desarrolló una máquina de corte que preparaba los extremos de la sección (figura 3.5).

3.1.1.2 FABRICACIÓN

El perfil HSS cuadrado se hace de la misma manera que la sección circular. Durante el proceso de fabricación la placa de acero plana se cambia gradualmente de forma hasta formar el perfil cuadrado donde los bordes se unen con soldadura autógena. La mayoría de los fabricantes americanos su proceso de fabricación se rige por las especificaciones ASTM A500 (NMX-B-199), mientras que los fabricantes canadienses por la ASTM A500 (NMX-B-199), y CSA G40.21. Las secciones huecas europeas están generalmente de acuerdo con el estándar del EN 10210.

Desde el año 2005 este tipo de material está siendo producido con cuatro diferentes especificaciones: por la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (American Society for Testing and Materials, ASTM). Estas especificaciones son las ASTM A500 (NMX-B-199), ASTM A847, ASTM A501 (MNX-B-200) Y ASTM A618; donde las primeras dos son producidas tomando en cuenta el proceso de Resistencia Eléctrica a la Soldadura (Electrical Resistance Welding, ERW) o por el proceso de soldadura inducida (figura 3.6), además del proceso “Form-Square Weld-Square” que es un tipo de proceso dentro del ERW.

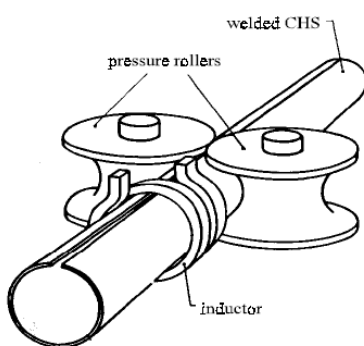


Figura 3.6. Proceso de soldadura inducida
(adaptada de Wardenier, 2001).

Las especificaciones ASTM A618 proporcionan un material de menor aleación y mayor resistencia; las ASTM A501 está relacionado con los elementos tubulares moldeados por medio de calor y toma en cuenta todos los diferentes tipos de formas de los elementos de acero. Vale la pena mencionar que en el mercado, los elementos que cumplen con estas dos especificaciones son mucho más difíciles de encontrar que los elementos que cumplen con las especificaciones ASTM A500 (NMX-B-199), y ASTM A847.

En el *proceso de soldado continuo*, los rollos de lámina de acero (*listones*) se sueldan a tope para producir una banda de acero, la cual es pasada por un horno. Es formada a través de rodillos que sacan una lámina en forma cilíndrica, y el tubo se cierra mediante una soldadura longitudinal interior y exterior continua. La soldadura exterior es sometida a un desbarbado, luego el tubo se vuelve a calentar y se pasa por molinos de laminado, donde es reducido a su forma de sección circular, cuadrada o rectangular. El laminado controla tanto el tamaño del tubo como el espesor de la pared.

Las secciones rectangulares son fabricadas deformando las secciones circulares por el proceso de rolado en frío o caliente, como se muestra en la figura 3.7. En la práctica es muy usual utilizar secciones cuadradas fabricadas de esta manera, aunque, a veces las secciones cuadradas huecas son fabricadas con secciones de canal unidas longitudinalmente por los patines con soldadura, también se pueden fabricar de secciones de ángulo unidas longitudinalmente con soldadura en los extremos de las alas.

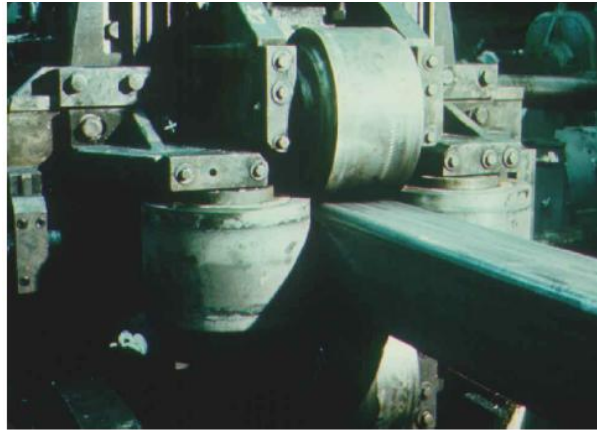


Figura 3.7. Fabricación de secciones rectangulares huecas
(adaptada de Wardenier, 2001).

En el Proceso sin costura, una barra redonda sólida de cierto tamaño es precalentada y luego perforada longitudinalmente con un mandril mientras es girada a alta velocidad. Se pasa el tubo a través de otras operaciones de laminado, que le brindan el tamaño y espesor apropiados. El tubo redondo se pasa enseguida a otras operaciones de laminado para lograr el diámetro y espesor deseados. Después se pasa a otro más donde se le da forma cuadrada o rectangular. El espesor de la pared es constante en todo lo largo del perfil, excepto en las esquinas (debido a los efectos de doblamiento durante el proceso de formación).

3.1.1.3 USOS DE SECCIONES TUBULARES

Las aplicaciones de las secciones huecas casi abarcan todos los campos principalmente en ingeniería civil, arquitectura y mecánica. Algunas veces las secciones huecas son utilizadas debido a su estética ó su ligereza y en otros casos las propiedades geométricas y mecánicas son las que determinan su uso. En edificios son utilizadas principalmente para columnas y armaduras espaciales para techumbres (figura 3.8b).



a)



b)

Figura 3.8 a) Casa Bush Lane en Londres, Inglaterra

b) Techo de armaduras con celosías (adaptadas de Wardenier, 2001),

Los puentes son un excelente ejemplo de la aplicación estructural de este tipo de secciones (figura 3.9).



**Figura 3.9 Puente en Marvejols, Francia
(adaptada de Wardenier, 2001)**

Existen algunos aspectos importantes los cuales permiten que los perfiles de secciones huecas incrementen su uso en estructuras hidraulicas como son en las compuertas (figura 3.10), debido a que estas son menos susceptibles a la corrosión por su forma redondeada en las esquinas entre otras cualidades.



Figura 3.10 Compuertas de una presa, Holanda
(adaptada de Wardenier, 2001)

En estructuras mar adentro existen muchas aplicaciones disponibles para este tipo de perfiles principalmente los de forma circular ya que son de fácil mantenimiento en ambientes severos y de gran durabilidad. Un claro ejemplo de ello son las torres, estructuras de apoyo de las plataformas marinas (figura 3.11), diagonales y diferentes estructuras secundarias como escaleras, etc.



Figura 3.11 Plataforma marina
(adaptada de Wardenier, 2001)

Hoy en día los diseños con perfiles de secciones huecas son preferibles para la construcción de torres de transmisión (figura 3.12) por el aspecto arquitectónico, la facilidad y costo de mantenimiento, entre otras ventajas que tienen sobre los perfiles angulares con los que actualmente se contruyen en algunos países.



Figura 3.12 Torre de transmisión
(adaptada de Wardenier, 2001).

El campo de aplicación especial para este tipo de perfiles es muy grande ya que pueden ser utilizados en diversos campos de la ingeniería y en la vida actual, como puede ser en el campo de la ingeniería de comunicaciones, como es la construcción de un radiotelescopio (figura 3.13) ó para parques de diversiones, como una montaña rusa (figura 3.14).



Figura 3.13 Radiotelescopio
(adaptada de Wardenier, 2001).



Figura 3.14 Montaña Rusa
(adaptada de Wardenier, 2001).

3.1.1.4 APLICACIONES EN MÉXICO

La mayoría de las aplicaciones de los perfiles HSS que recientemente se han desarrollado en México es en el sector de las comunicaciones. Con el crecimiento de la telefonía celular en toda la república mexicana, también ha crecido la demanda de la construcción de sitios de telefonía para la recepción y transmisión

de señales, para ello el suministro y fabricación de torres de acero estructural, las cuales son fabricadas de perfiles de sección hueca circular, para las piernas de las torres (figura 3.15), y unidas por celosías de perfil angular, estos perfiles las hacen muy eficientes para soportar vientos de baja y alta intensidad.



Figura 3.15 Torres de comunicaciones (cortesía: INFRACOMEX)

Otra aplicación de este tipo de perfiles en México son las plataformas marinas, la forma circular de los perfiles que forman la estructura hacen a la estructura eficiente contra los empujes del agua marina (subestructura) y ante las ráfagas de viento (superestructura). Un ejemplo es la plataforma marina que se ilustra en la figura 3.16, la cual está formada por perfiles tubulares.



Figura 3.16 Plataforma marina (cortesía: PEMEX)

En el parque de diversiones de SIX FLAGS México, la mayoría de los juegos mecánicos de alta atracción, como son el “BATMAN” (figura 3.17b), “EL SUPERMAN” (figura 3.17d), “EL BOOMERANG” (figura 3.17c) o el “KILAUEA”

(figura 3.17a), son estructuras formadas por perfiles tubulares de sección circular, básicamente su utilización es por estética y principalmente por la necesidad del juego; es decir, presenta mucho menos dificultad y fricción este tipo de perfiles para poder deslizar los “carritos” que transportan a la gente que se sube a estos juegos que cualquier otro perfil. Además que el sistema guía de los “carritos” es a base de ruedas que se amoldan perfectamente a este tipo de perfiles.



a)



b)



c)



d)

**Figura 3.17 Juegos mecánicos. a) “BATMAN” b) “KILAUEA” c) “BOOMERANG” d) “SUPERMAN”
(cortesía: SIX FLAGS MEXICO)**

La aplicación de los perfiles tubulares en la construcción de edificaciones en estos últimos años en nuestro país ha tenido una relevante importancia debido al crecimiento que se ha dado en su utilización. La estructuración de estas edificaciones es con base en columnas cuadradas o rectangulares utilizando perfiles HSS ó perfiles formados por cuatro placas y las vigas son de perfiles de sección I ó formadas por tres placas. A continuación se muestran algunos ejemplos de aplicación en México de columnas formadas por perfiles HSS ó en cajón y vigas de sección I:



**Figura 3.18 Cubierta para gradas de futbol, deportivo Mexicaltzingo, Edo. De México.
(cortesía: COESA)**

La figura 3.18 es una estructura metálica a base de columnas de perfiles HSS, vigas de sección I con cubierta a base de canal montén.



a)



b)



c)



d)

Figura 3.19 Edificio de Departamentos (Río Thier, esquina Reforma; Cd. de México 2008)

En la figura 3.19, se presenta un edificio de departamentos construido con estructura de acero con base en marcos a momento con columnas cuadradas huecas formadas por cuatro placas y vigas I compuestas por tres placas, cabe mencionar que las vigas principales en sus extremos cercanos a la unión viga-columna, presentan una sección reducida en los patines comúnmente llamada “Hueso de Perro” (figura d), que por su forma geométrica, garantiza que se presente una articulación plástica en esa zona y así poder proteger la conexión entre la columna y la viga generando un mecanismo de falla ante cargas laterales como columna fuerte-viga débil.



Figura 3.20 Cubo de elevadores, edificio H UAM-A (Cd. de México 2008)

En la figura 3.20, se presenta una estructura a base de columnas HSS y vigas de sección I, la conexión entre columnas y vigas (figura 3.20), fue de soldadura por penetración.

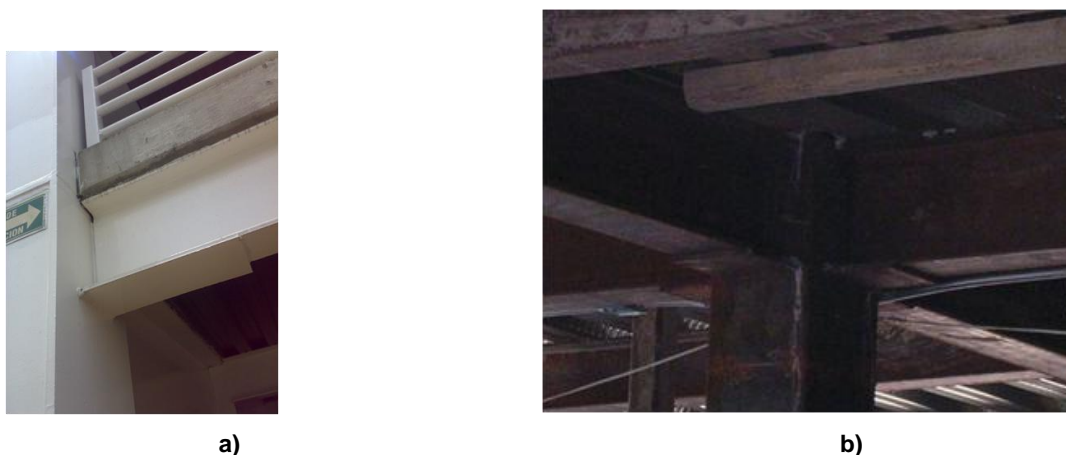


Figura 3.21 Edificio de oficinas (Cd. de México 2008)

En la figura 3.21, se presenta un edificio cuya estructuración es con base en marcos a momento de acero formados por columnas cuadradas huecas formadas por cuatro placas y vigas de sección I. Se observa que las conexiones de las columnas con las vigas cuentan con una placa de apoyo soldada en el patín inferior de la viga, este tipo de conexión es por cortante.



Figura 3.22 Edificio de la biblioteca de la Universidad Siglo XXI, Zinacantepec, Edo. De Méx.
(cortesía: COESA)

La figura 3.22, muestra una ampliación a un segundo nivel de un edificio con base en estructura metálica formada por columnas HSS y vigas de sección I.



Figura 3.23 Edificio de oficinas (Paseo de la Reforma, esq. Circuito; Cd. de México 2012)

La figura 3.23, muestra una estructura de acero donde se observa que las columnas y vigas principales son de sección cuadrada hueca fabricadas por cuatro placas, la estructura está rigidizada por contravientos, los cuales también están fabricados de sección cuadrada hueca formados también por cuatro placas de acero estructural.



Figura 3.24 Unidad Académica de Estudios Superiores Huxquilucan, Edo. Méx.
(cortesía: COESA)

La figura 3.24, muestra una estructura a base de columnas en forma de cajón formadas por cuatro placas de la estructura está rigidizada por contravientos, los cuales también están fabricados de sección cuadrada hueca formados también por cuatro placas de acero estructural y vigas de sección I.



Figura 3.25 Edificio de aulas, Preparatoria Siglo XXI, Toluca, Edo. Méx.
(cortesía: COESA)

La estructuración del edificio de la figura 3.25, es con base en marcos a momento con columnas HSS y vigas de sección I.



**Figura 3.26 Edificio de la biblioteca de la Universidad Siglo XXI, Zinacantepec, Edo. Méx.
(cortesía: COESA)**

La estructuración del edificio de la figura 3.26 con base en marcos a momento con columnas HSS y vigas de sección I.



Figura 3.27 Sports Dreams, centro comercial Pabellón Cumbres, Cancún; Qroo.

La estructuración del edificio de la figura 3.27 con base en marcos a momento con columnas HSS y vigas de sección I.

3.1.2 PROPIEDADES DE LAS SECCIONES HUECAS

3.1.2.1 PROPIEDADES MECANICAS

Los perfiles de secciones huecas son de acero similar a los de los demás perfiles existentes en el mercado, por lo que las propiedades mecánicas de estos están estandarizadas, por otra parte también se pueden construir en acero especial dependiendo de las propiedades que se le desee dar.

Las propiedades mecánicas específicas de los perfiles son determinadas a partir del producto final, ya que ellas dependen de las propiedades químicas y del proceso de elaboración, pero éstas deben cumplir con las normas para cada propiedad dependiendo de las necesidades de construcción.

3.1.2.1a Tensión

La capacidad de diseño de un miembro a tensión depende del área transversal y la resistencia a fluencia, y es independiente de la forma transversal. No hay ninguna ventaja ó desventaja en el uso de secciones huecas desde el punto de vista de la cantidad del material.

3.1.2.1b Compresión

Para miembros en compresión pura la carga crítica de pandeo (P_{cr}) depende de la relación de esbeltez y la forma de la sección. La esbeltez está dada por la relación entre la longitud de pandeo y el radio de giro (l/r), el radio de giro de una sección hueca es generalmente mucho mayor que en el del eje débil de una sección abierta, para una longitud dada esta diferencia resulta en una menor esbeltez en secciones huecas y por lo tanto una masa inferior en comparación con las secciones abiertas. En cargas pequeñas estos perfiles proporcionan una gran ventaja (uso considerablemente menor de material). El comportamiento general

de pandeo de secciones huecas mejora con el aumento del diametro o su espesor, sin embargo, esta mejora esta limitada por pandeo local por lo cual se requieren secciones compactas. Existen factores ya establecidos que hacen que la utilización de perfiles huecos en las vigas sean mas favorable.

3.1.2.1c Flexión

Es evidente que las secciones huecas son favorables en comparación con otras secciones si existe flexión biaxial. Los perfiles huecos usados para elementos sujetos a flexión resultan más económicos cuando se calculan por diseño plástico. Sin embargo, deben satisfacer las condiciones más restringidas para evitar el prematuro pandeo local como cualquier otro tipo de perfil de acero.

3.1.2.2 DIMENSIONES ESTRUCTURALES Y TOLERANCIAS

Las dimensiones y propiedades de secciones huecas están normalizadas dependiendo de su producción y del país de realización, por lo cual existen diversas normas. Las tolerancias dimensionales y de forma también se encuentran en ellas.

3.1.3 CONEXIONES DE VIGAS CON SECCIÓN I A COLUMNAS HSS

Las conexiones de viga-columna pueden ser atornilladas (figuras 3.28, 3,30) ó soldadas (figuras 3.29 y 3.31). A continuación se muestran algunos ejemplos de los tipos de conexiones comúnmente utilizados, para unir columnas de sección huecas (HSS) con vigas de sección I.

3.1.3.1 CONEXIONES SIMPLES

Como se mencionó en el capítulo 2, una conexión simple es una conexión parcialmente restringida (PR), son muy flexibles y se supone que no tienen restricción al giro. Se desprecia la resistencia a momento y solamente resisten fuerza cortante.

Las figuras que a continuación se muestran son ejemplos de este tipo de conexiones.

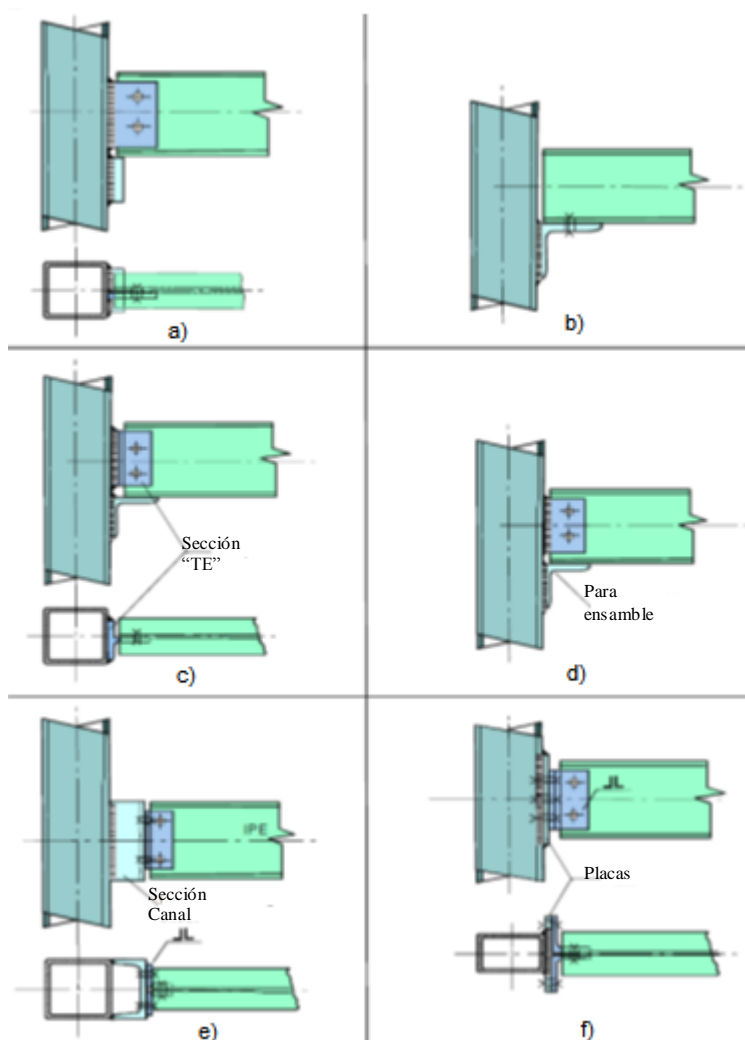


Figura 3.28 Conexiones a corte
(adaptada de Wardenier, 2001).

3.1.3.2 CONEXIONES A MOMENTO

3.1.3.2.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA CONECTAR UN PERFIL DE SECCIÓN I A UNA COLUMNA HSS

Es posible lograr la transferencia de momento a la sección HSS sin usar elementos de conexión (placas de unión “TE”, placas de extremo extendidas, placas de apoyo, diafragmas, etc.). Se puede lograr cierta capacidad al soldar directamente la viga de sección I a la cara de la columna HSS. Estas conexiones son capaces de desarrollar la resistencia a flexión requerida de la HSS. La resistencia de la sección I soldada se basa en la resistencia de los patines a tensión y a compresión que actúan sobre la cara de la columna. Estas fuerzas en los patines se pueden considerar como la misma de una placa de la misma dimensión que el patín.

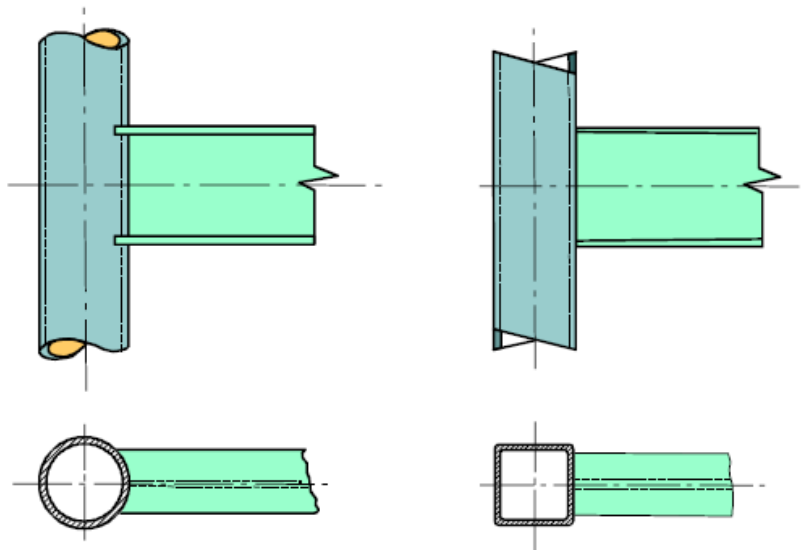


Figura 3.29 Conexiones soldadas no rígidas
(adaptada de Wardenier, 2001).

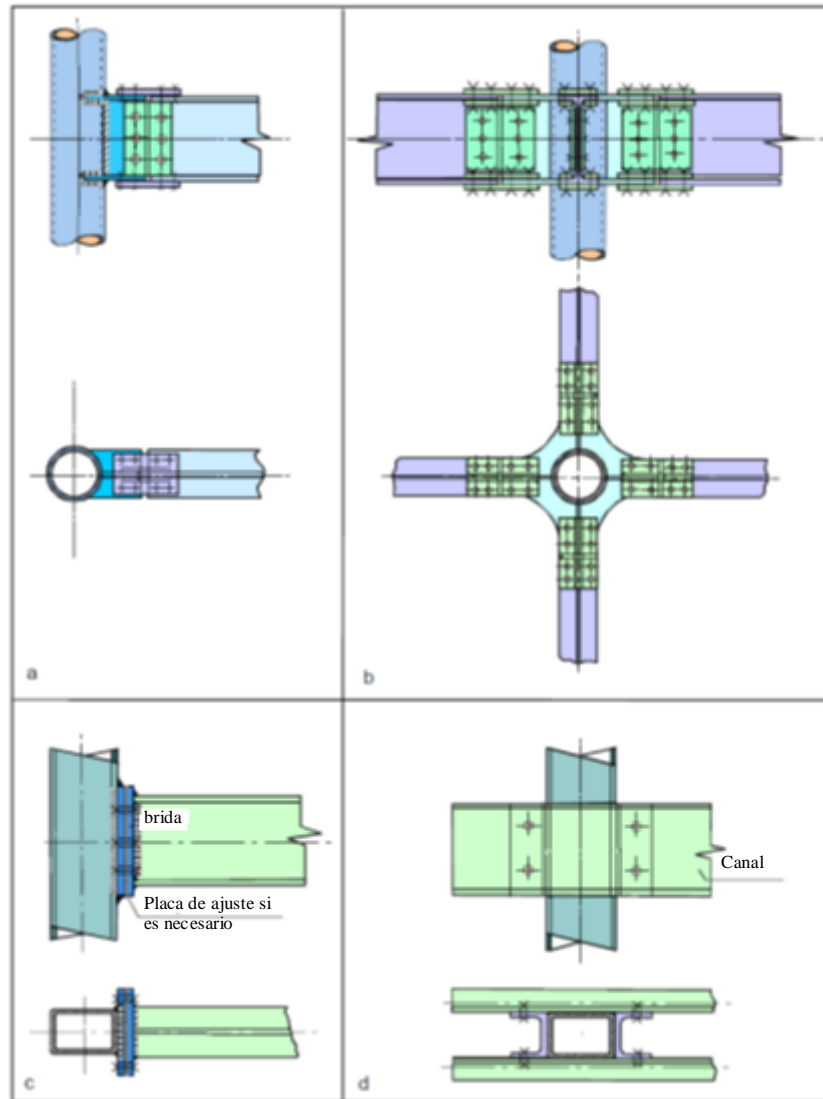


Figura 3.30 Tipos de Conexiones a momento (atornilladas)
(adaptada de Wardenier, 2001).

En la figura 3.30a y b se muestran conexiones típicas entre columnas de sección hueca circular con vigas de sección I, se observa que se utilizan diafragmas para poder rigidizar la conexión, en la figura 3.30c se muestra una conexión con placa extremo extendida de una columna de sección hueca rectangular con una viga de sección I, y en la figura 3.30d nos muestra una conexión típica de columnas de sección hueca rectangular con canales de conexión.

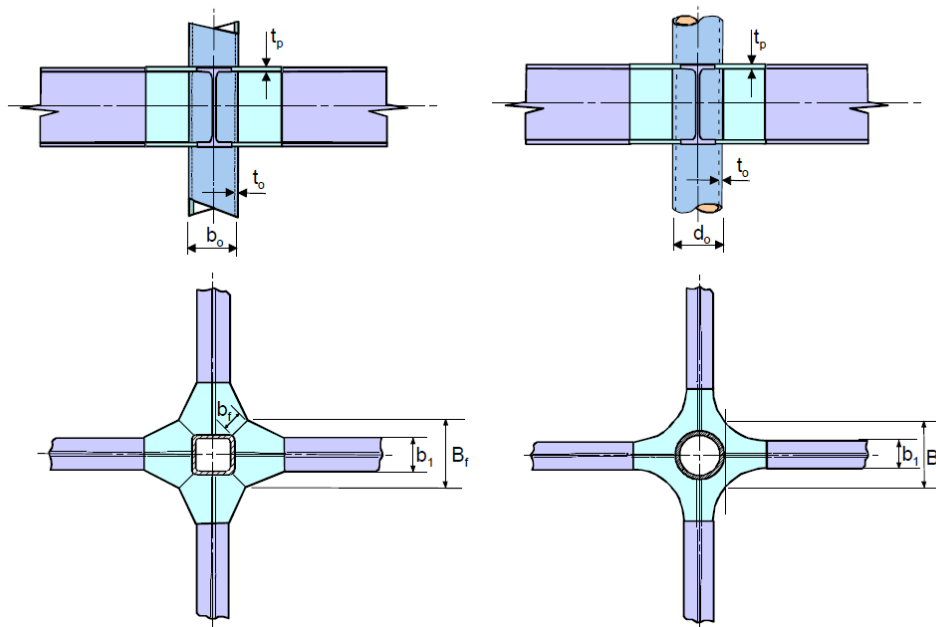


Figura 3.31 Conexiones soldadas rígidas
(adpatada de Wardenier, 2001).

En la figura 3.31 se muestran conexiones soldadas rígidas entre columnas de sección hueca circular con vigas de sección I, se observa la similitud geométrica que tiene con la conexión atornillada de la figura 3.30b en este caso también se utilizan diafragmas para poder rigidizar la conexión.

3.1.3.2.2 CONEXIONES CON PLACA DE APOYO QUE CONECTA LOS PATINES

Cuando se requiera transferir un momento de consideración o si el ancho de la columna HSS es mayor que el ancho del patín de la viga, una conexión de placa de apoyo puede utilizarse como se ilustra en la figura 3.32, de acuerdo al Manual del AISC (2005). Se especifican algunas consideraciones de diseño para este tipo de conexión:

- a) El momento a transferir está limitado por las soldaduras de filete de la sección HSS a la placa de apoyo. Si se requiere más capacidad se puede agregar soldadura de penetración parcial o de penetración total.
- b) Se puede usar una placa base en la columna para empalmar a la placa superior con la tensión de los tornillos esto determinará el espesor de la placa y la capacidad del momento.
- c) La placa tapón debe ser al menos del mismo espesor que la placa base.
- d) Todas las soldaduras que conectan la HSS deben revisarse debido a los esfuerzos normales y cortantes transferidos por la viga de sección I.

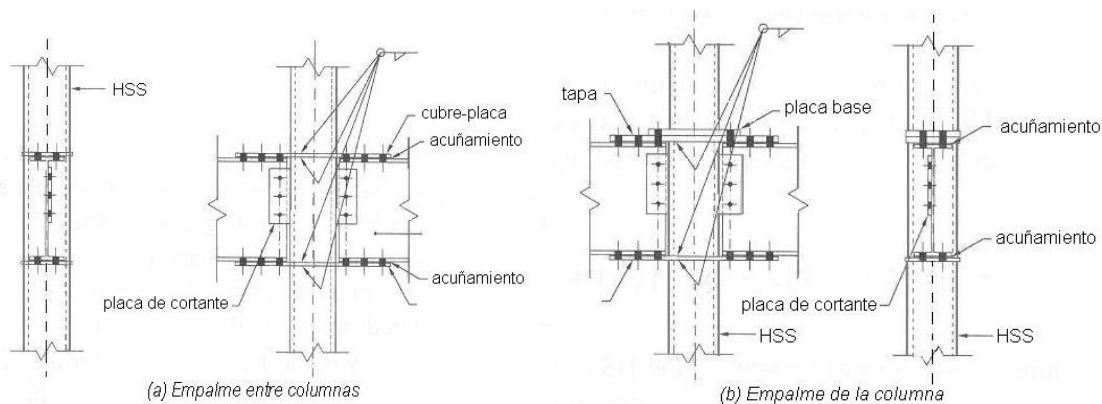


Figura 3.32 Conexiones con placa de apoyo
(adaptada de AISC 2005)

3.1.3.2.3 CONEXIONES CON PLACAS EXTERIORES

Otra alternativa para realizar una conexión a momento es adicionar placas exteriores al nivel de los patines, de tal manera que rodeen a la columna, algunos detalles se pueden observar de la figura 3.33. En este tipo de conexiones se debe tener cuidado durante el izaje puesto que las vigas deben calzar entre las placas exteriores y con la placa de cortante, y colocar placas de relleno si es necesario, al menos que la placa superior se suelde en campo.

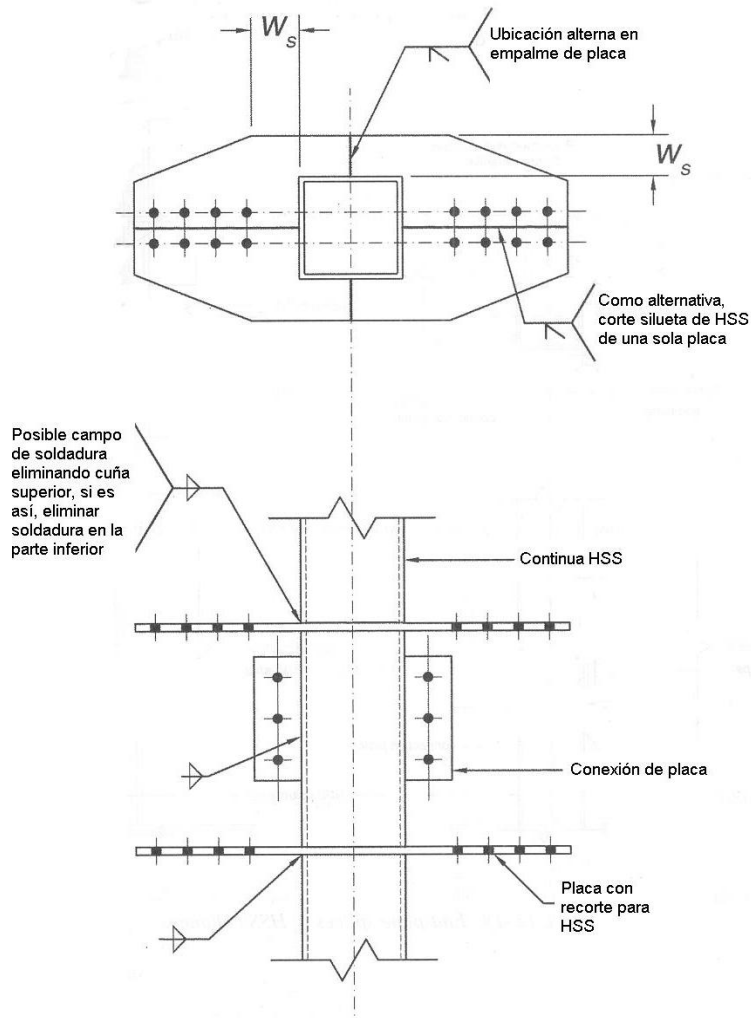


Figura 3.33 Conexiones a momento mediante placa exterior

3.1.3.2.4 CONEXIONES CON PLACA DE EXTREMO EXTENDIDA

Este tipo de conexión consiste en soldar por penetración total una placa en el extremo de la viga a conectar con la columna. Esta placa de extremo se atornillará a la cara de la columna directamente, cuando no se desea atornillar directamente en la cara de la columna, se utilizará una placa de conexión soldada a la columna para poder atornillar la placa extendida a ésta (figura 3.34a) o mediante ángulos de conexión soldados a la columna (figura 3.34b)

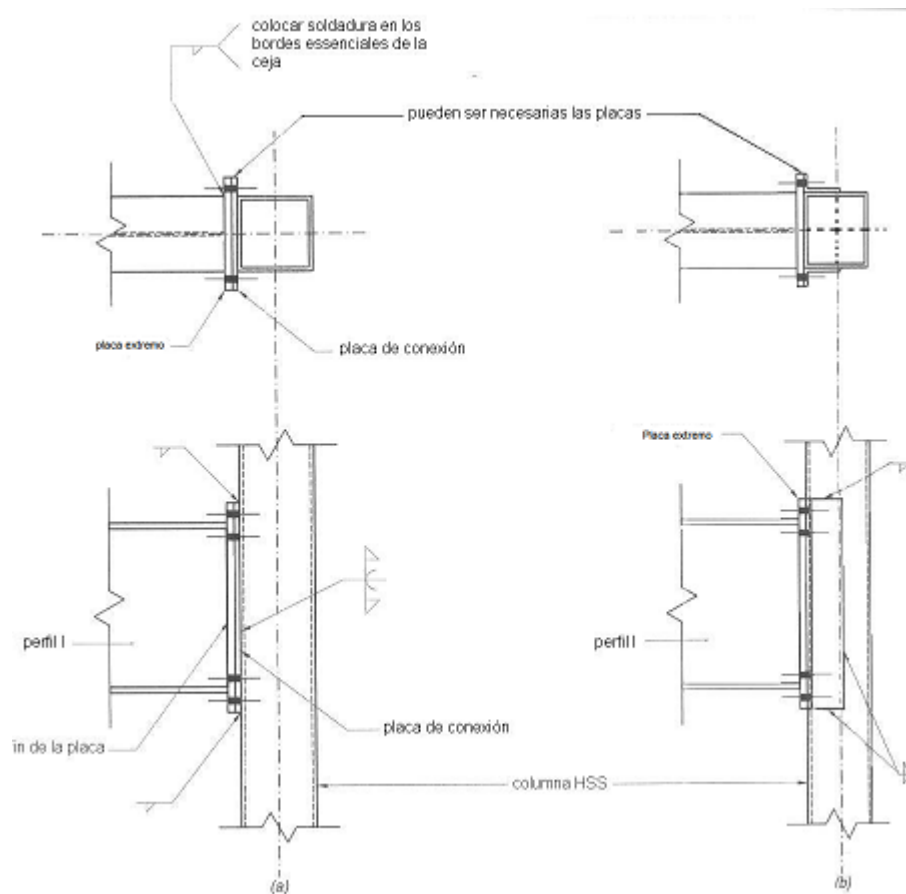


Figura 3.34 Conexiones a momento mediante placa extremo extendida (manual AISC, 2010)

3.1.3.2.5 CONEXIONES CON PLACA DIAFRAGMA

Cuando el momento a transferir a la columna HSS no se puede transmitir de otra manera, se recomienda usar placas diafragma, que transfieren las cargas de los patines a los lados de la columna, como se muestra en la figura 3.35. Los estados límite son los mismos que las conexiones de placas de apoyo, además de verificar la transferencia por cortante de las soldaduras de la placa del patín a la sección HSS.

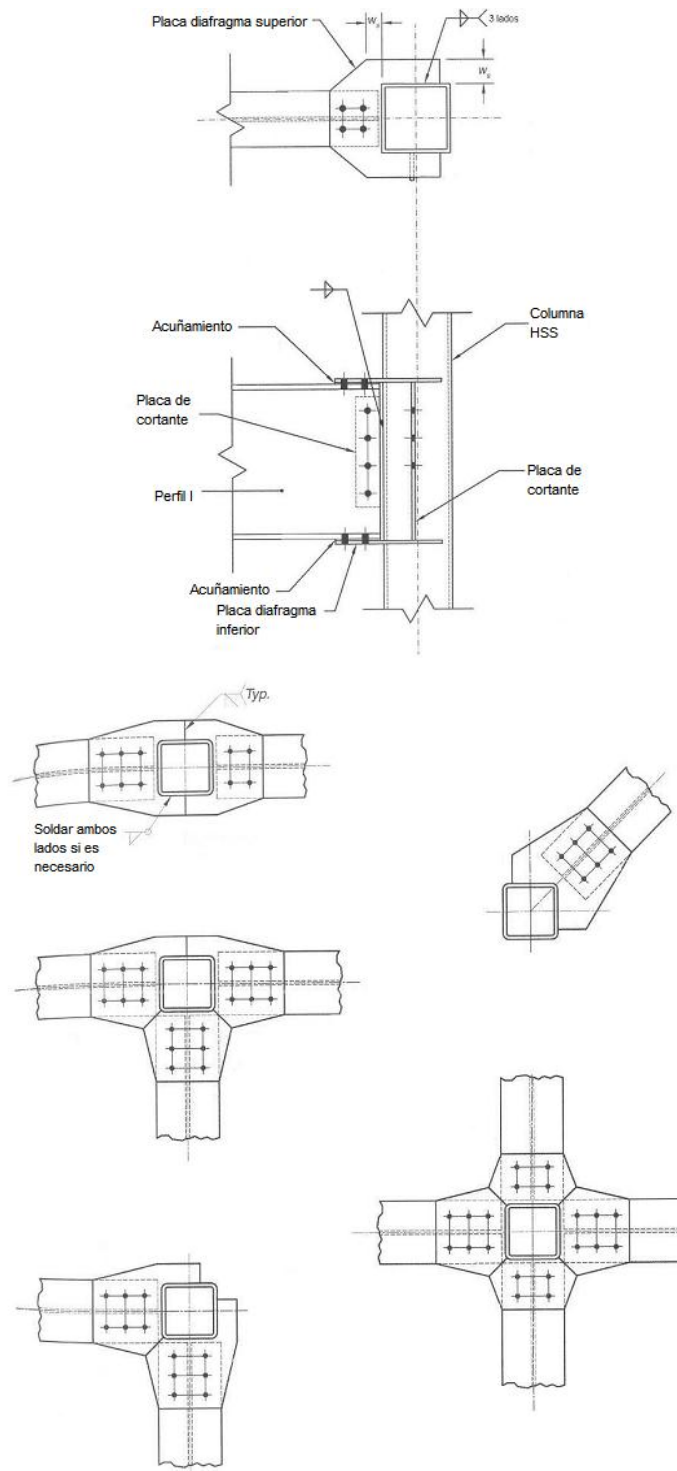


Figura 3.35 Conexiones a momento mediante placas diafragma (manual AISC, 2010)

En campo existen otro tipo de conexiones para marcos a momento con columnas huecas (HSS) y vigas con sección I, por ejemplo la conexión de columnas HSS en

vigas continuas (figura 3.36), la cual consiste en colocar una placa de apoyo al extremo superior de la columna de un entrepiso inferior para poder conectar una viga continua por medio del patín inferior y en el patín superior desplantar la columna del piso superior por medio de una placa base. Es de suma importancia la revisión por cortante de la viga continua, debido a que se genera una concentración de esfuerzos en esa zona por lo que de ser necesario se tendrá que utilizar atiesadores para evitar el pandeo local de la viga.

En la figura 3.37 se muestra una derivación de este tipo de conexión, pero para un piso en azotea (figura 3.37a), sin tener continuidad con un nivel superior, como pueden ser las techumbres de naves industriales (figura 3.37b).

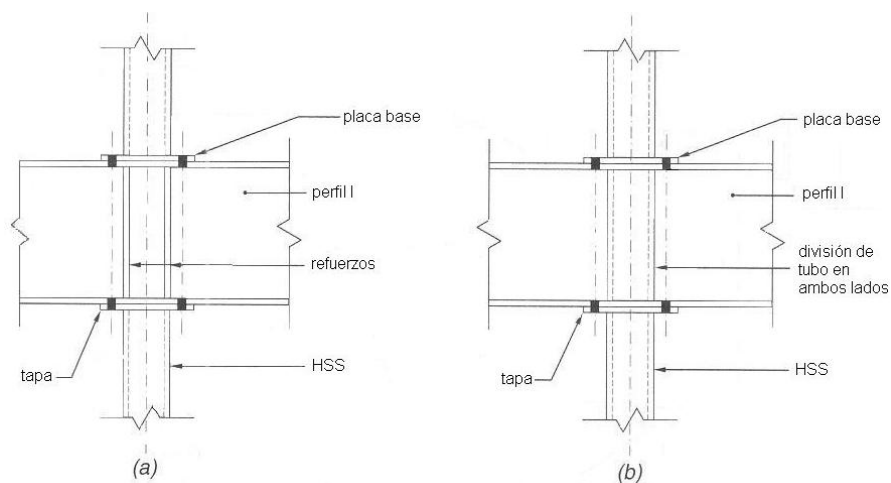


Figura 3.36 Conexiones a momento con vigas continuas (manual AISC, 2010)

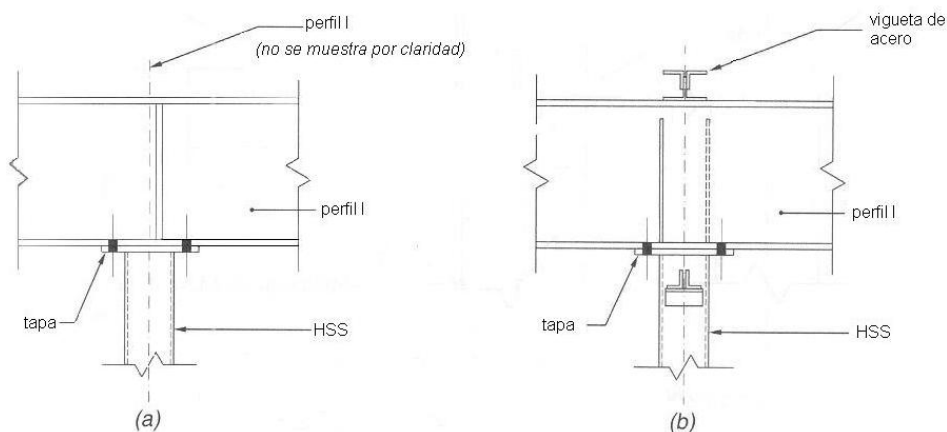


Figura 3.37 Conexiones a momento con vigas continuas bajo columnas HSS (manual AISC, 2010)

Cuando se utilicen conexiones soldando directamente por penetración la viga de sección I a la cara de la columna HSS, para evitar fallas locales es necesario darle rigidez a la columna.

Una forma de evitar fallas locales en las columnas HSS es rigidizándolas con atiesadores en el interior de la columna a la altura de los patines de la viga (figura 3.38) y la otra es encamisando la columna en la unión viga-columna (figura 3.39)

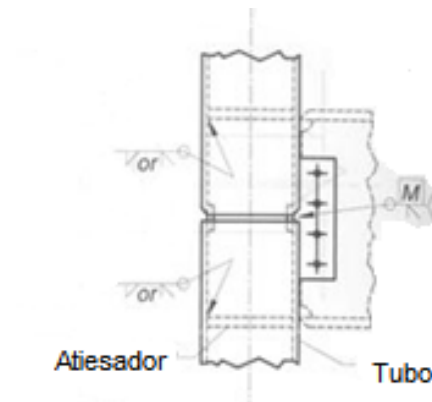


Figura 3.38 Refuerzo de la columna HSS a base de atiesadores interiores (manual AISC, 2010)

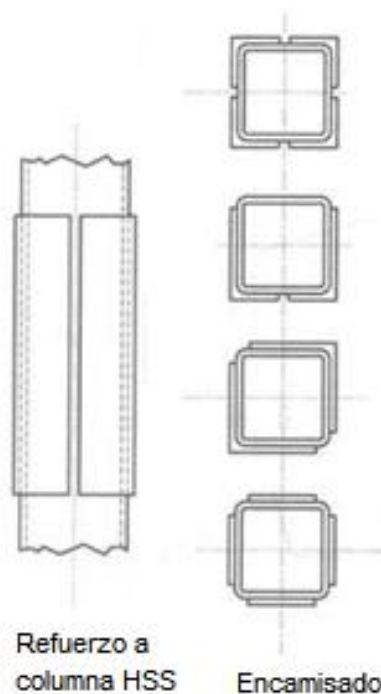


Figura 3.39 Refuerzo de la columna HSS a base de encamisado (manual AISC, 2010)

3.1.4 MODOS DE FALLA DE CONEXIONES DE VIGAS DE SECCIÓN I CON COLUMNAS HSS

En la figura 3.40 se resumen los modos de falla más comunes a los que está sujeta una conexión de viga de sección I con columna HSS.

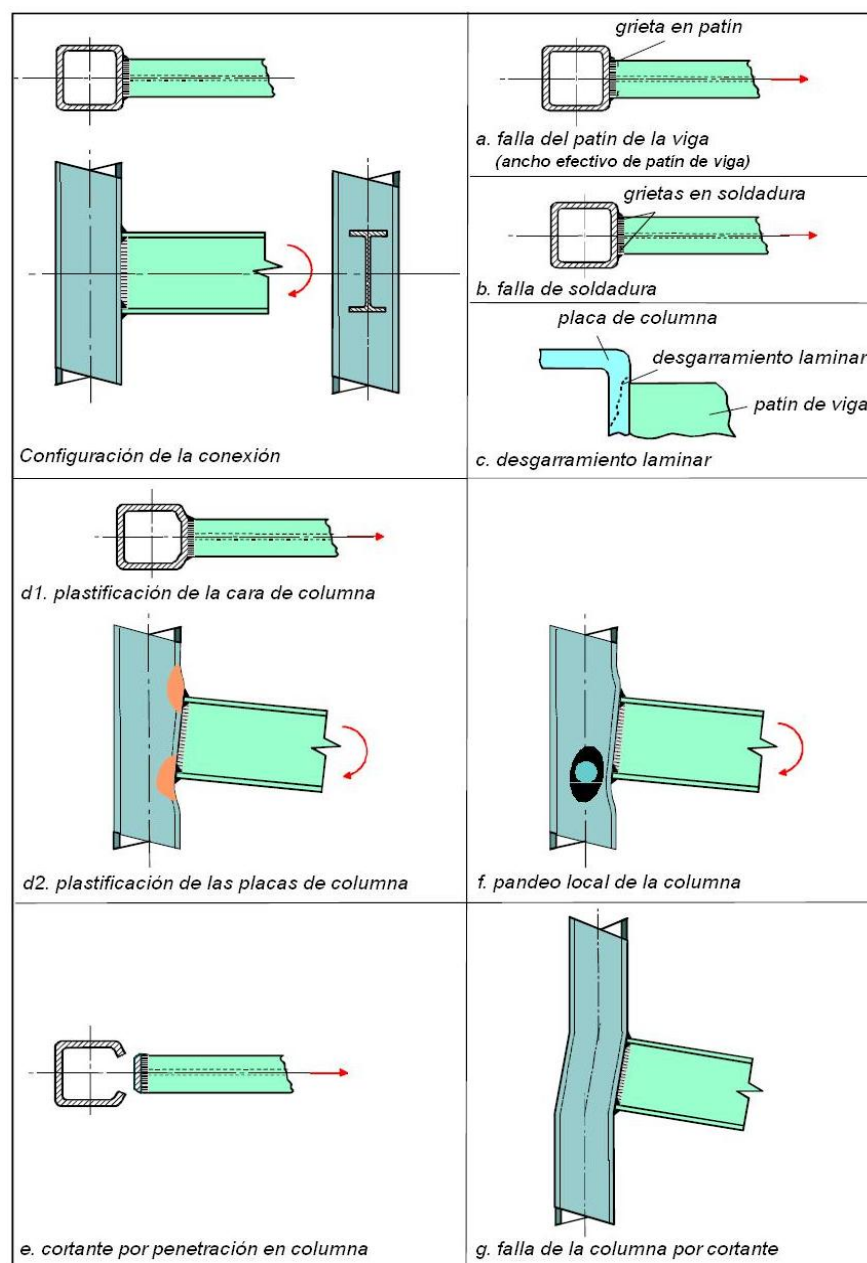


Figura 3.40 Modos de falla de conexiones de vigas de sección I con columnas HSS
(adaptada de Wardenier, 2001).

Se pueden presentar los siguientes modos de falla:

- a) Falla del patín de la viga (por fluencia ó pandeo local)
- b) Falla en la soldadura (cuando la soldadura es más resistente que la viga).

Ver figura 3.41.

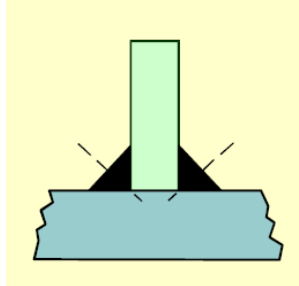


Figura 3.41 Falla en la soldadura
(adaptada de Wardenier, 2001).

- c) Desgarramiento laminar (puede evitarse eligiendo un material que no sea susceptible a esta falla). Ver figura 3.42.

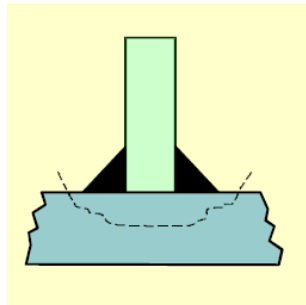


Figura 3.42 Falla por desgarramiento laminar
(adaptada de Wardenier, 2001).

- d) Plastificación de la columna (superficial en la cara, o en la sección transversal completa)
- e) Punzonamiento por cortante en la columna. Ver figura 3.43

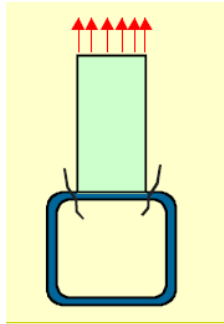


Figura 3.43 Falla por punzonamiento por cortante
(adaptada de Wardenier, 2001).

- f) Pandeo local de la columna (puede evitarse limitando la relación ancho-espesor ó diámetro-espesor)
- g) Falla por cortante en la columna

Los modos de falla b), c) y f) se pueden controlar y el resto de ellos se deben considerar con más detalle para el diseño, es decir los siguientes estados límite:

- 1) Falla en la viga
- 2) Plastificación de la columna
- 3) Punzonamiento por cortante en la columna
- 4) Falla por cortante en la columna

3.1.5 MODELOS MATEMATICOS QUE DETERMINAN LA CAPACIDAD A FLEXIÓN DE CONEXIONES A MOMENTO DE VIGAS DE SECCIÓN I CON COLUMNAS HSS

3.1.5.1 MOMENTO RESISTENTE PARA EVITAR LA FALLA DEL PATIN DEL LA VIGA (ANCHO EFECTIVO)

La capacidad de momento puede estar dada por:

$$M_1 = N_1(h_1 - t_1) \text{ -----(3.1)}$$

donde N_1 es la capacidad a carga axial del patín, h_1 y t_1 son el peralte total de la viga y el espesor de los patines respectivamente. Para la capacidad de la conexión de la columna HSS con viga de sección I de acuerdo con el criterio del ancho efectivo (figura 3.44) es igual a:

$$M_1 = f_{y1} * t_1 * b_e * (h_1 - t_1) \text{ -----(3.2)}$$

Donde b_e es el ancho del patín de la viga, f_{y1} es la resistencia a fluencia del acero con que se fabricó el patín y/o la viga, t_1 y h_1 ya se explicaron en la expresión 1).

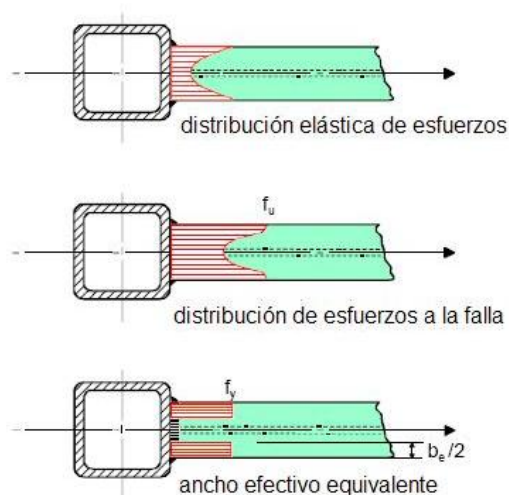


Figura 3.44 Criterio del ancho efectivo
(adaptada de Wardenier, 2001).

3.1.5.2 MOMENTO RESISTENTE PARA EVITAR LA FALLA POR PLASTIFICACION DE LA COLUMNA

La plastificación de la conexión de la viga de sección I con la columna HSS no sólo es determinada mediante la conexión de los patines de la viga sino también hay que considerar la profundidad de la columna. Las fuerzas ejercidas del alma de la viga sobre la cara de conexión de la columna presentan diferentes patrones de líneas de fluencia los cuales pueden ser observados en la figura 3.45.

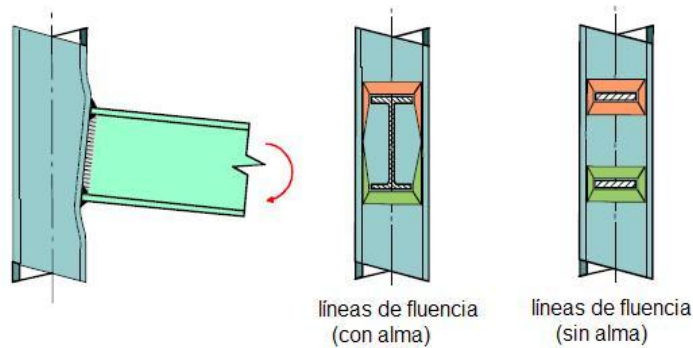


Figura 3.45 Plastificación de la cara de la columna HSS (patrones de líneas de fluencia)
(adaptada de Wardenier, 2001).

El alma de la viga de sección I esfuerza la cara de la columna con una diferente *línea de fluencia* que la que se observaría solo con dos patines separados.

La capacidad a flexión para evitar este tipo de falla está dado por:

$$M_1 = 2 f_{y0} t_0 (t_1 + 5t_0) (h_1 - t_1) \text{ -----(3.3)}$$

Donde f_{y0} es la resistencia a fluencia del acero de la columna, t_0 es el espesor de la columna y las demás variables (t_1 y h_1) fueron definidas en las expresiones anteriores.

3.1.5.3 MOMENTO RESISTENTE PARA EVITAR LA FALLA POR PUNZONAMIENTO DEBIDO A CORTANTE EN LA COLUMNA

La resistencia a corte por punzonamiento en la columna depende del ancho efectivo del patín (efectos de tensión y compresión) y tiene efectos similares a los del criterio de ancho efectivo (figura 3.46).

Como en el criterio del ancho efectivo, los patines gobiernan la resistencia debido a que las almas se localizan en las partes más blandas de la cara de la columna y generalmente no son efectivas, por lo tanto la capacidad está dada por:

$$M_1 = 1.732 f_{y0} t_0 \left[2(b_1 - 10/(b_0/t_0) + t_1) (h_1 - t_1) \right] \text{-----}(3.4)$$

Donde b_0 es el ancho efectivo de la cara de la columna, las demás expresiones ya fueron definidas con anterioridad.

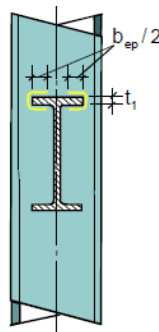


Figura 3.46 Punzonamiento por cortante en la columna HSS
(adaptada de Wardenier, 2001).

3.1.5.4 MOMENTO Y CARGA AXIAL RESISTENTE PARA EVITAR LA FALLA POR CORTANTE EN LA COLUMNA

Si la conexión entre la viga de sección I y una columna HSS sólo tiene un momento cargado de un lado de la viga, o alternatively la viga posee momentos cargados en cada uno de sus extremos y no se encuentran balanceados entre sí, actuarán fuerzas cortantes sobre la columna, las cuales pueden ocasionar falla por cortante en la columna. Aquí la sección transversal de la columna tiene que ser revisada por la acción combinada de carga axial, cortante y momento flexionante (figura 3.47).

Se revisa la capacidad plástica a flexión y a carga axial, reducidas por cortante.

$$M_{p,Q} = b_m h_m f_{y0} t_0 + 0.5 h_m^2 f_{y0} t_0 (1 - (V/V_p)^2)^{1/2} \text{ -----(3.5)}$$

$$N_{p,Q} = 2 b_m f_{y0} t_0 + 2 h_m f_{y0} t_0 (1 - (V/V_p)^2)^{1/2} \text{ -----(3.6)}$$

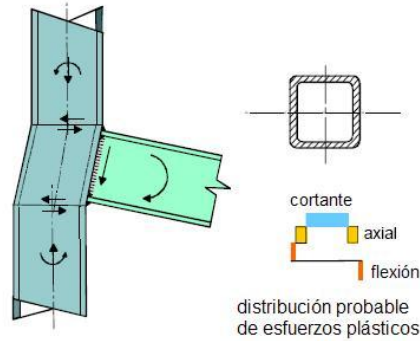


Figura 3.47 Falla por cortante en la columna HSS
(adaptada de Wardenier, 2001).

CAPÍTULO 4

DISPOSITIVOS DE PRUEBAS Y DESARROLLO DE LOS ESPECÍMENES

4.1 DISPOSITIVOS DE PRUEBAS

Con la finalidad de determinar diferentes parámetros de diseño en conexiones de edificios de acero de vigas de sección I con columnas de sección tubular cuadrada, se planteó esta investigación experimental de cuatro especímenes de conexiones de acero. Se plantearon cuatro casos importantes: conexión sin refuerzo, conexión con refuerzo externo, conexión con refuerzo interno y conexión con placa de extremo Extendida. Se pretende definir las características momento-curvatura (rigidez) de las juntas, así como la capacidad de la conexión.

Para llevar a cabo las pruebas de las conexiones de este programa de investigación fue necesario diseñar y fabricar una serie de dispositivos. El diseño conceptual se basó contar con un dispositivo que permitiera que los especímenes se comportaran lo más cercano posible a una estructura real. Una vez bien definido el diseño, se pasó a su fabricación. El dispositivo consta de dos apoyos articulados que reciben a la columna del espécimen y en el extremo libre de la viga se diseñaron otros apoyos que servirán para la colocación de los gatos hidráulicos que transmitirán la carga al espécimen. Los apoyos diseñados se montarán sobre las columnas de reacción existentes del laboratorio de Estructuras de la UAM-A.

En la figura 4.1 se muestran conjuntamente el dispositivo de carga con el espécimen tipo a ensayar, formado de una columna en sección cajón con viga de sección I, montado en las columnas de reacción. Se aplicaron cargas verticales hacia abajo y hacia arriba para tener una prueba cíclica monotónica, para lo cual se colocaron gatos tanto en la parte superior como en la inferior, con sus respectivas celdas de carga. El diseño de los dispositivos se realizó con placas y perfiles estructurales A36 con un esfuerzo de fluencia $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$.

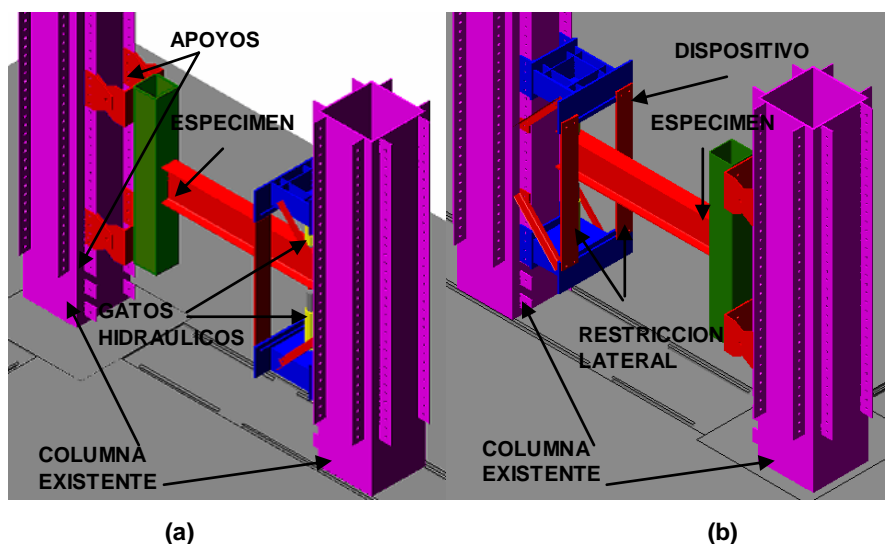


Figura. 4.1. Isométrico del dispositivo

Los apoyos de los especímenes y el dispositivo se diseñaron conforme a las disposiciones del LRFD 2005 y del **“Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”**, procurando que en todo el diseño (conexiones, dispositivo y apoyos), se mantuviera un factor de seguridad entre 1.5 y 2.0, para garantizar su funcionalidad y para poder utilizarlo en pruebas posteriores.

4.1.1 DISEÑO CONCEPTUAL Y DESARROLLO

El diseño del dispositivo donde se apoyarán los gatos hidráulicos se realizó por medio de un análisis por elemento finito revisando los espesores de las placas propuestas con el programa STAAD Pro. 2003 (ver figura 4.2, 4.3a y 4.3b).

El modelo consiste en una estructura formada por placas de espesores entre 13mm y 25mm, que formarán parte del apoyo de los gatos, unos ángulos de lados iguales LI 3"x3"x1/2" que ayudarán a evitar desplazamientos verticales y absorber parte de la carga del gato hidráulico, también cuenta con unas placas laterales de 1" de espesor que ayudarán a restringir lateralmente la viga del espécimen para que no sufra pandeo lateral.

La figura 4.3a, muestra el modelo del dispositivo y ángulos que ayudaran a restringir el desplazamiento vertical y absorber una parte de la carga y la figura 4.3b muestra el modelo con sus respectivos anchos de placa y el tamaño de los ángulos a considerar.

El modelo es un cajón con solo la base y sin tapa que en su interior consta de placas que lo rigidizan, con los siguientes espesores:

Para las placas que forman la placa base, las paredes, la placa frontal y posterior, son de espesor constante $e=2.22\text{cm}$ ($7/8"$) y las placas rigidizantes (interior del cajón) y las placas de soporte son de espesor constante $e=1.27\text{cm}$. Los ángulos propuestos son ángulos de lados iguales L176X5mm.

Las cargas que se consideraron en el modelo son las que ejerce el gato hidráulico y éstas dependen del nivel de carga que se le aplicará a los especímenes. Para fines de diseño del dispositivo se tomó en cuenta la carga máxima a la que estará sujeta la viga.

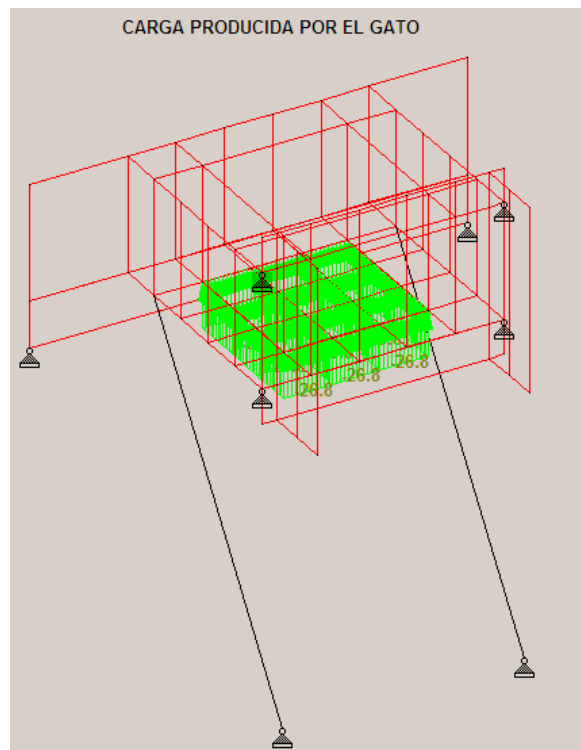
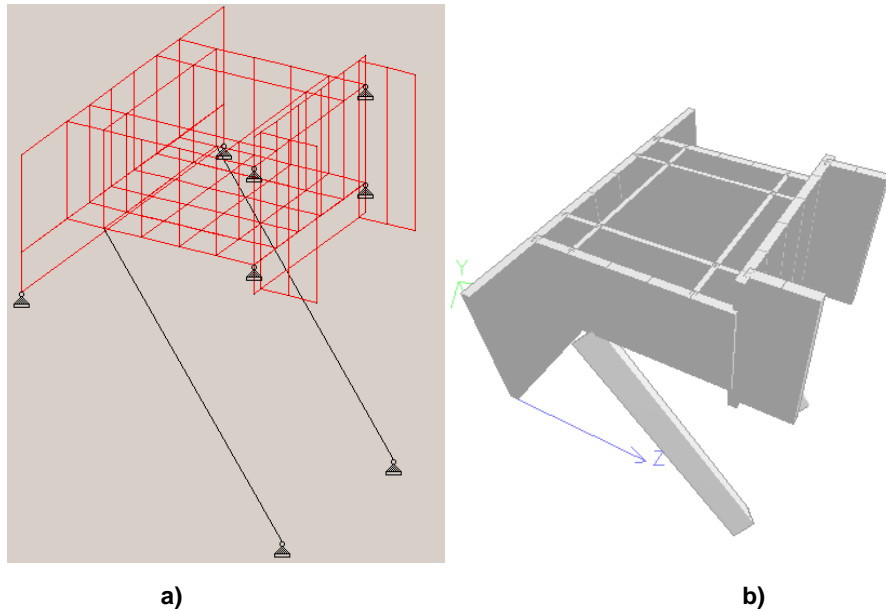


Figura. 4.2. Cargas producidas por el gato en el dispositivo



a) b)
Figura 4.3. Modelo de elemento finito del dispositivo

Las placas que proporcionan restricción lateral a las vigas de los especímenes (figura 4.4), son de acero A36 con un espesor de 1" y se diseñaron por medio de líneas de influencia generadas por una componente horizontal de la carga del gato hidráulico en dado caso que la viga presente un ángulo de torsión de 10° con respecto a su eje longitudinal.

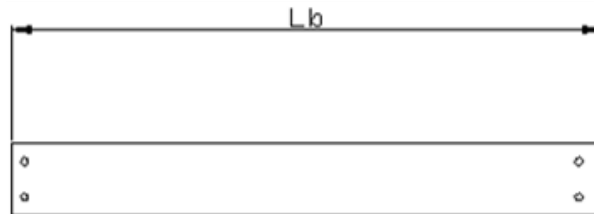


Figura 4.4. Placa para restringir lateralmente a los especímenes

Los apoyos son formados de placas de acero A36 (figura 4.6) con un espesor de $1/2"$, se revisaron y diseñaron conforme a las disposiciones del LRFD (por fluencia, desgarre, cortante, aplastamiento)

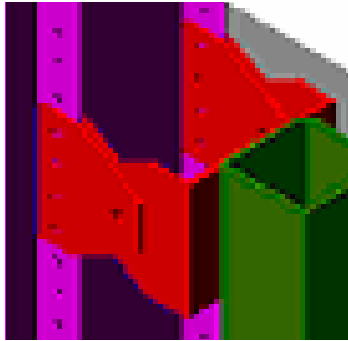


Figura 4.5. Isométrico de apoyos de especímenes.

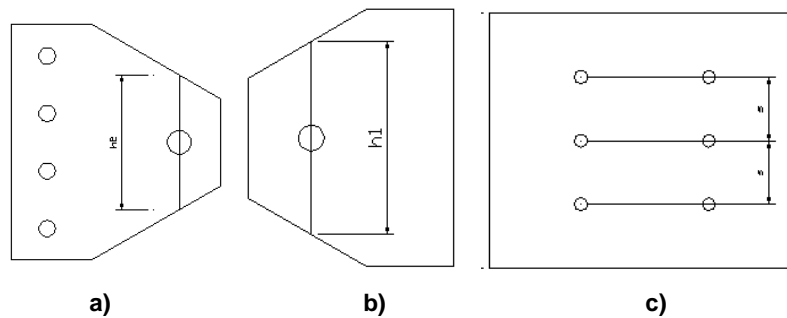


Figura 4.6. Placas para fabricación de apoyos de especímenes.

El análisis y diseño más detallado del dispositivo se encuentra en el anexo 1.

La fabricación del dispositivo se realizó en el taller “FABRESTRUCTURAS, S.A. DE C.V.”, por patrocinio del Ing. Fernando Frías Beltrán, presidente del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (I.M.C.A.). Para más detalles ver plano de taller para fabricación del dispositivo en el anexo 3 de esta tesis.

El montaje del mismo se llevó a cabo en el laboratorio de Estructuras dentro de las Instalaciones de la Universidad Autónoma Metropolitana.

4.2 DISEÑO DE ESPECÍMENES

Para poder simular el comportamiento experimental de las conexiones de un marco resistente a momento (MRM) formado por columnas y vigas de acero, se aislará un elemento viga-columna de cualquier entrepiso (para este trabajo

experimental se utilizarán columnas HSS y vigas de sección I, donde en teoría se generan los puntos de inflexión (flexión nula), localizados a una altura intermedia de entrepiso y al centro del claro de las crujías), así podremos realizar especímenes a escala con una buena aproximación a la realidad (figura. 4.7).

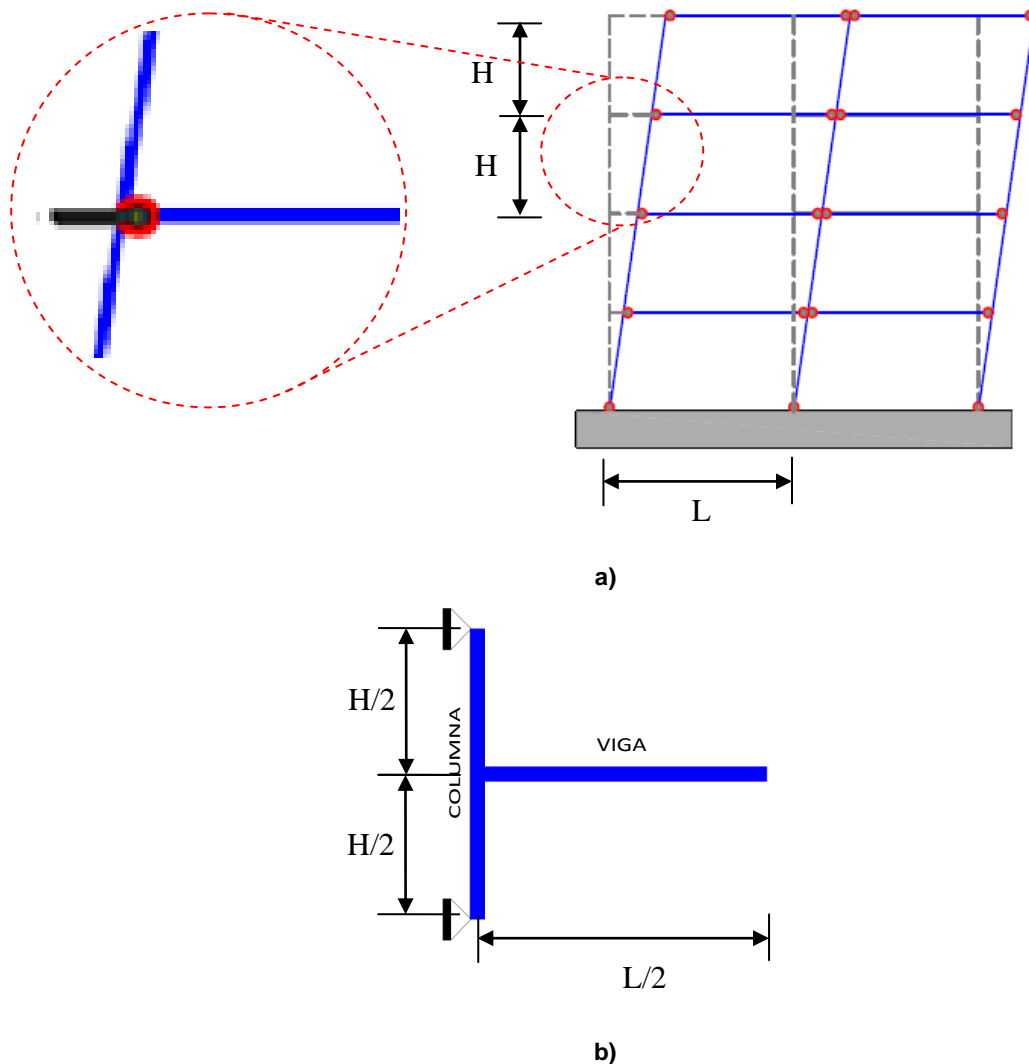


Figura. 4.7 Mecanismo de deformación plástica de un marco a momento resistente. a) Marco completo, b) Modelo local para análisis experimental de la conexión del elemento Viga-Columna del marco

Basándonos en la figura 4.7b, se llevó a cabo la fabricación de 4 especímenes, con diferentes tipos de conexión (3 soldadas y 1 atornillada), con el fin de saber su comportamiento experimental ante cargas cíclicas. Para ello se considerará que la altura de cada entrepiso del marco de la figura 4.7a es $H=2\text{m}$ y que la distancia entre crujías es $L=4\text{m}$, por lo que los especímenes tendrán columnas HSS

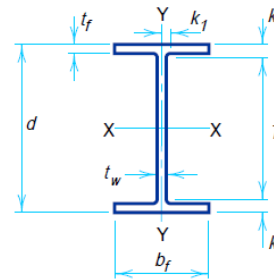
305x305x12.7mm de longitud $H/2=2\text{m}$ y las vigas IPR 406x53.7Kg/m de una longitud $L/2=2\text{m}$.

Es importante mencionar que en todos los cálculos se utilizó un módulo de elasticidad $E=2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de cortante $G=784000 \text{ kg/cm}^2$

4.2.1 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS ELEMENTOS USADOS PARA LA FABRICACION DE LOS ESPECIMENES

Las dimensiones, propiedades geométricas y torsionantes que a continuación se presentan, son datos basados en las tablas del Manual de Construcción en Acero LRFD.

- Viga IPR 406x53.7Kg/m



Dimensiones y propiedades geométricas y torsionantes:

$A = 68.39 \text{ cm}^2$	$C_w = 60769 \text{ cm}^6$	$S_x = 925.78 \text{ cm}^3$
$d = 40.28 \text{ cm}$	$J = 22.47 \text{ cm}^4$	$S_y = 114.96 \text{ cm}^3$
$t_w = 0.7493 \text{ cm}$	$I_x = 18647.17 \text{ cm}^4$	$Z_x = 1048.67 \text{ cm}^3$
$b_f = 17.74 \text{ cm}$	$I_y = 1019 \text{ cm}^4$	$Z_y = 176.98 \text{ cm}^3$
$t_f = 1.09 \text{ cm}$	$r_x = 16.53 \text{ cm}$	$\sqrt{\frac{EC_w}{GJ}} = 83.70$
$T = 34.6 \text{ cm}$	$r_y = 3.86 \text{ cm}$	
$K = 2.85 \text{ cm}$	$\frac{h}{t_w} = 48.1$	$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 8.138$
$K_1 = 1.905 \text{ cm}$		

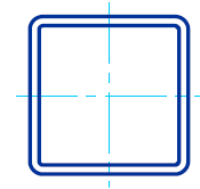
- Columna HSS 305x305x12.7mm

Dimensiones y propiedades geométricas:

$$W = 1.133 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \quad A = 490.77 \text{ cm}^2 \quad I = 20187.224 \text{ cm}^4$$

$$S = 1325.713 \text{ cm}^3 \quad J = 32341.182 \text{ cm}^4 \quad r = 11.836 \text{ cm}$$

$$Z = 1563.326 \text{ cm}^3$$



4.2.1.1. CLASIFICACIÓN DE LA VIGA POR SU RELACIÓN ANCHO/GRUESO

Es de suma importancia saber si la viga de los especímenes que se ensayarán cumplen o no con ser una sección compacta, en nuestro caso nos interesa que sea compacta, para que la viga sea capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos antes de que sufra pandeo.

- Clasificación por los patines:

$$\lambda := \frac{bf}{2 \cdot tf} = 8.122 \text{ -----(4.1)}$$

Parámetros que definen la clasificación de la sección

$$\lambda_c := 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.152 \text{ -----(4.2)}$$

$$\lambda_{nc} := 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 24.083 \text{ -----(4.3)}$$

La clasificación de la sección depende de las siguientes condiciones

$$LA_SECCION_ES := \begin{cases} "COMPACTA" & \text{if } \lambda \leq \lambda_c \\ "NO COMPACTA" & \text{if } \lambda_c < \lambda \leq \lambda_{nc} \\ "ESBELTA" & \text{otherwise} \end{cases}$$

Según las condiciones anteriores, la sección de la viga por su relación ancho/espesor de los patines resulta **compacta**.

- Clasificación por el alma:

$$\lambda_{tw} := \frac{T}{tw} = 46.186 \text{ -----(4.4)}$$

Parámetros que definen la clasificación de la sección

$$\lambda_{c} := 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.553 \text{ -----(4.5)}$$

$$\lambda_{nc} := 5.7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 137.274 \text{ -----(4.6)}$$

La clasificación de la sección depende de las siguientes condiciones

$$LA_SECCION_ES := \begin{cases} "COMPACTA" & \text{if } \lambda \leq \lambda_c \\ "NO COMPACTA" & \text{if } \lambda_c < \lambda \leq \lambda_{nc} \\ "ESBELTA" & \text{otherwise} \end{cases}$$

Según las condiciones anteriores, la sección de la viga por su relación ancho/espesor del alma resulta **compacta**. En la columna no es necesaria la revisión de la sección debido a que la carga aplicada está directamente en el extremo de la viga y lo que nos interesa es que la viga no vaya a presentar pandeo local antes de transmitir el momento a la conexión.

4.2.1.2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS ELEMENTOS UTILIZADOS PARA LA FABRICACIÓN DE LOS ESPECÍMENES

Para poder calcular los momentos plásticos de cada elemento se deben conocer los esfuerzos de fluencia (f_y) de cada material con los cuales se fabricarán los especímenes. La columna HSS tiene un esfuerzo de fluencia $f_y=3515\text{kg/cm}^2$, pero para la viga de sección I existían dudas al respecto, por lo que se decidió hacer una prueba de laboratorio para verificar el esfuerzo de fluencia, y por consiguiente, poder determinar el grado del acero. Para realizar la prueba de laboratorio, se fabricó una probeta rectangular, extraída del alma de la viga, con un ancho aproximado de 3.33cm y un espesor de 0.765cm, resultando una probeta con un área transversal inicial de $A_i=2.547\text{cm}^2$. La probeta se ensayó a tensión en la “Máquina Universal” del laboratorio de Estructuras de la UAM-A, colocando un extensómetro al centro de la probeta. Una vez concluida la prueba se encontraron

los siguientes resultados de acuerdo a la gráfica carga-deformación que se muestra en la figura 4.8.

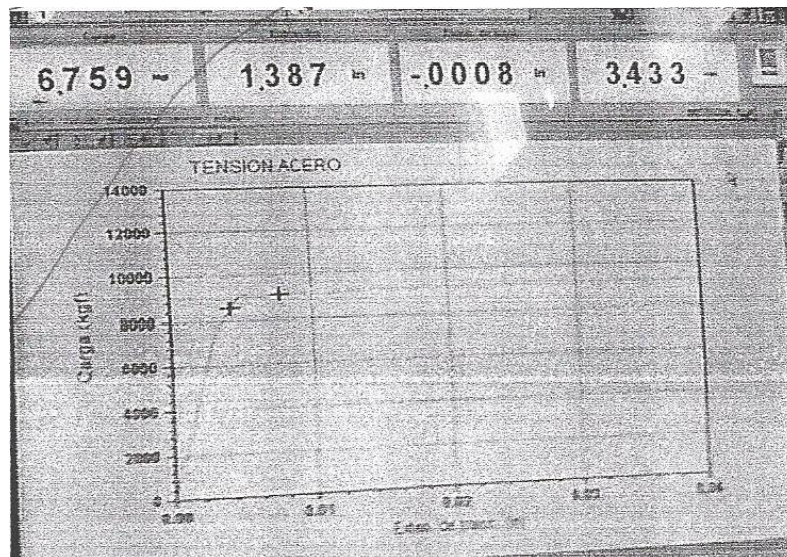


Figura 4.8. Gráfica Carga-Deformación de la probeta extraída del alma de la viga IPR 406x53.7Kg/m

De la gráfica de la figura 4.8, se observa que el acero alcanza una carga máxima de aproximadamente 8960 kg, por lo que el esfuerzo de fluencia del acero de la viga es:

$$f_y := \frac{P}{A_i} = 3.518 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{-----}(4.7)$$

De acuerdo al resultado anterior, se concluye que la viga está fabricada de acero ASTM 572 Gr 50.

Una vez definidos los materiales para la fabricación de los especímenes y conociendo sus propiedades geométricas y sus dimensiones, se pueden calcular los Momentos de Fluencia y Plásticos que pueden soportar.

Cabe mencionar que el momento de fluencia es aquel en donde la distribución de esfuerzos debidas a flexión se mantiene en un intervalo lineal elástico a en toda la sección transversal, presentándose el máximo esfuerzo en la fibra más alejada del eje neutro (figura 4.9a) y el momento plástico es aquel que puede resistir una sección transversal de acero que genera que fluyan absolutamente todas las fibras

de la sección transversal (figura 4.9b) haciendo que ésta se plastifique completamente hasta formarse una articulación que no sea capaz de soportar más incremento de carga.

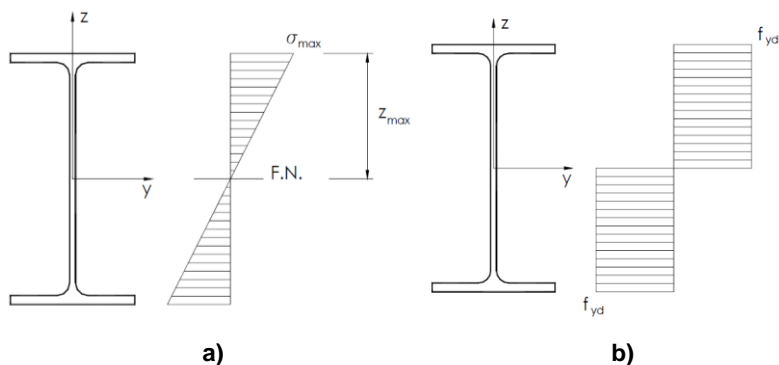


Figura 4.9. Esfuerzos por flexión de una sección I a) Esfuerzos máximos intervalo elástico,
b) Esfuerzos máximos intervalo plástico.

En las secciones que se utilizarán en este estudio se tiene que:

El cálculo de los momentos límite de fluencia y plásticos será de acuerdo al AISC 2005 (“SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS”), utilizando las siguientes expresiones:

- Para momento límite de fluencia:

$$M_y = F_y \cdot S_x \text{ -----(4.8)}$$

- Para momento plástico:

$$M_p = F_y \cdot Z_x \text{ -----(4.9)}$$

Donde S_x y Z_x son el módulo de sección elástico y el módulo de sección plástico respectivamente.

Momento máximo probable de la viga. De acuerdo a Coons (1999), el momento para diseñar la conexión sujeta a carga cíclica debe ser el que propone la ecuación:

$$M_{pe} = R_y [(F_y + F_u)/2] Z_x \text{ -----(4.10)}$$

donde $R_y = 1.1$ para grado 50. Esta es una estimación más conservadora cuando se sujeta a carga cíclica a la conexión. Este mismo criterio aparece en el AISC358 (2005):

$$M_{pe} = C_{pr} R_y F_y Z_x \text{ -----(4.11)}$$

Donde

Para la viga usada en este experimento, se obtiene de acuerdo a las fórmulas anteriores un valor para el momento de $M_{pe} = 46.6 \text{ ton}\cdot\text{m}$

Por otro lado, de acuerdo a las NTC2005, se estipula que la resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir el momento dado por:

$$1.1 R_y M_{pv} = 1.1 (1.1) Z_x F_y (=44.6 \text{ ton}\cdot\text{m})$$

Momento máximo Resistente de la columna. El momento resistente de la columna dependerá de los diferentes estados límite señalados en la sección 3.5.1 del Capítulo III. (ver Tabla 4.5.1)

En la siguiente tabla se resumen los momentos calculados

Tabla 4.1. Momentos límite de fluencia y momentos plásticos de los elementos de los especímenes

ELEMENTO DE LOS ESPECIMENES	MOMENTO LÍMITE DE FLUENCIA (ton*m)	MOMENTO PLÁSTICO ESPERADO (ton*m)
IPR 406x53.7Kg/m	32.5	36.9
COLUMNA HSS 305x305x12.7mm	46.6	55.0

De la tabla anterior se observa que aunque la viga individualmente tiene menor capacidad a momento que la columna, no necesariamente se formará una

articulación plástica en la viga, esto dependerá de cada espécimen antes que la columna.

Carga P aplicada en el extremo de la viga para obtener el momento plástico esperado:

$$P = \frac{M_p}{d} = \frac{3.69 \times 10^6}{185} = 19.95 \times 10^3 \text{ kg} \text{-----(4.12)}$$

4.2.1.3. REVISION DE LA SECCION DE LA VIGA

A pesar de que anteriormente se verificó que la viga cumpliera con la relación ancho/espesor para ser una sección compacta, de todas maneras se decidió verificar por cálculos que la viga no presentara fallas por pandeo lateral y torsión, así como también se revisó la sección que no fuera a fallar por fuerza cortante.

Revisión por cortante

El cortante actuante será el máximo aplicado en el extremo de la viga para poder generar el momento plástico el cual es

$$V_u = P = 19.95 \text{ ton} \text{-----(4.13)}$$

Donde d es el brazo de palanca de la fuerza puntual aplicada en el extremo de la viga.

- *Cortante Resistente*

$$V_n := 0.6 f_y \cdot A_w \cdot C_v \text{-----(4.14)}$$

Donde $C_v = 1.0$ si $\frac{T}{t_w} = 46.186$ es menor que $2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 53.946$

Por lo tanto $V_n = 54.70 \text{ ton (120.58 kips)}$

$$LA_SECCION_CUMPLE_POR_CORTANTE = \begin{cases} "SI" & \text{if } V_n > V_u \\ "NO CUMPLE" & \text{otherwise} \end{cases}$$

Por lo que la sección cumple por cortante.

Revisión por pandeo lateral y torsión

$L_b := 185 \text{ cm}$ (Longitud del elemento sin restricción lateral)

Cálculo de límites

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 163.664 \text{ cm} \text{ -----(4.15)}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 2.915 \text{ cm} \text{ -----(4.16)}$$

$$h_o := d - t_f = 39.19 \text{ cm} \text{ -----(4.17)}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot f_y} \cdot \sqrt{\frac{J_v \cdot c}{S_x \cdot h_o}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot f_y}{E} \cdot \frac{S_x \cdot h_o}{J_v \cdot c} \right)^2}} = 291.17 \text{ cm} \text{ -----(4.18)}$$

Donde

$c=1.00$ (por ser una sección doblemente simétrica)

$C_b=1.0$

Como $L_p < L_b < L_r$, el momento que puede resistir esta sección sin sufrir pandeo lateral es

$$M_{n1} := C_b \cdot \left[M_p - (M_p - 0.7 \cdot f_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 3.45 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm} \text{ -----(4.19)}$$

Comparado con momento plástico de la viga (36.9 ton*m), la sección se encuentra al límite, por lo que pudiera presentarse antes de llegar a la plastificación un pandeo lateral.

4.3 FABRICACIÓN

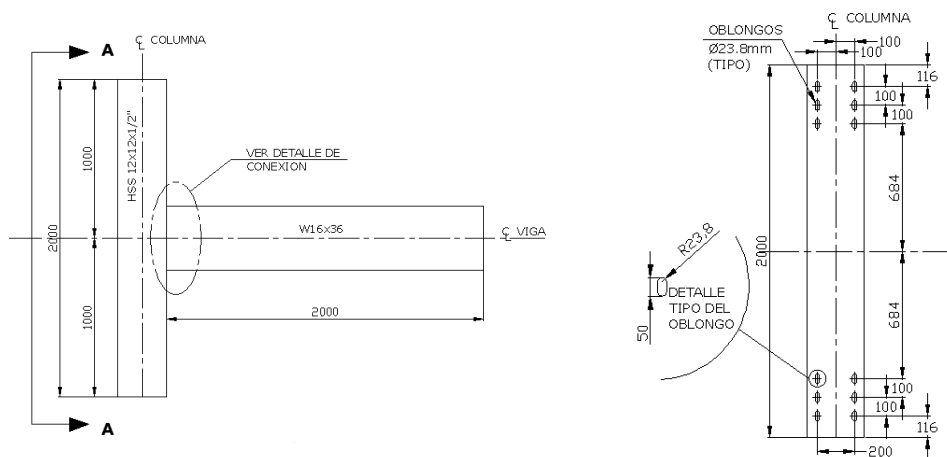
- *Preparación de los elementos*

Para fabricar los especímenes, y de acuerdo a su diseño, tanto las columnas como las vigas se cortaron para tener 2 metros de longitud cada una; posteriormente, se limaron para quitar impurezas y se les puso primer anticorrosivo como se puede ver en la figura 4.10.



Figura 4.10. Preparación de los elementos para fabricación de especímenes

Una vez cortados los elementos y protegidos contra corrosión, se procedió a realizar los barrenos tipo oblongo a las columnas en la cara posterior de la conexión (figura 4.11), estos barrenos nos servirán para poder montar los especímenes en los apoyos del dispositivo.



Corte A-A

Figura 4.11. Croquis para fabricación de barrenos tipo oblongo en columnas de especímenes

En la figura 4.12, se indica en forma cronológica el proceso del barrenado de los oblongos.

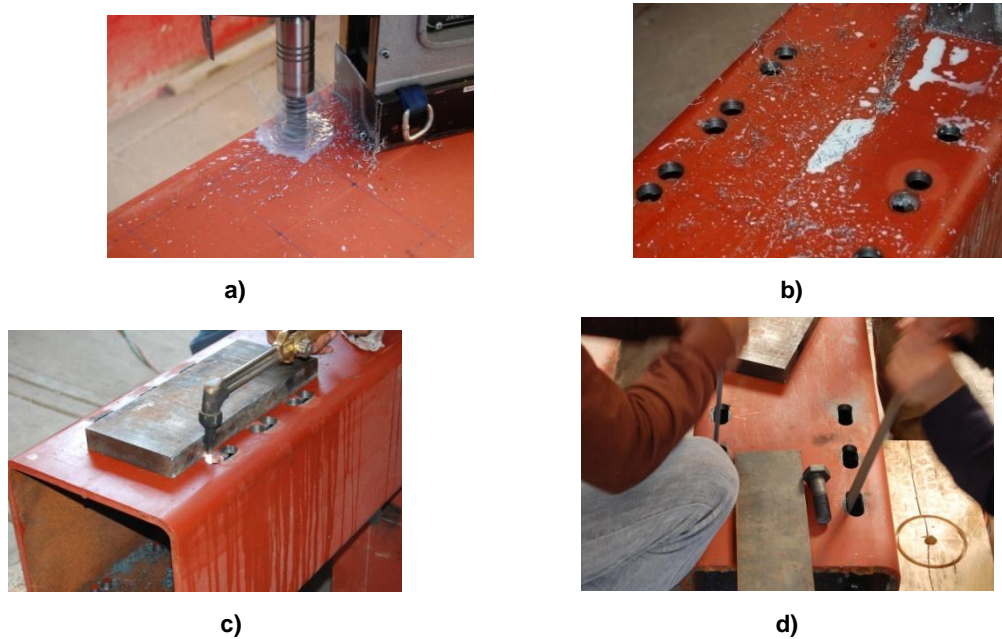


Figura 4.12. Preparación de las columnas de los especímenes para montaje en dispositivo

Para la fabricación de los oblongos, primero se marcó sobre la cara de la columna la posición de los barrenos (figura 4.12a), para posteriormente realizar los barrenos (figura 4.12b), para la formación de los oblongos se cortó con autógeno para unir los barrenos que al final formarán el oblongo (figura 4.12c), terminada la fabricación de los oblongos se limaron de impurezas.

Después se procedió a la fabricación de los cuatro especímenes que se ensayarán, los cuales tienen el mismo tipo de viga IPR 406x53.7Kg/m y el mismo tipo de columna (HSS 305x305x12.7mm) lo que las distingue es el tipo de conexión.

4.3.1. ESPECIMEN ECS1: CONEXIÓN SOLDADA DIRECTAMENTE

En la construcción de edificios de acero muchas de las conexiones se sueldan directamente a la columna tubular en forma simple, con soldadura de filete a todo alrededor (esta unión se realiza frecuentemente en campo). Cuando solo se suelda la viga a la columna y ésta no se rigidiza ni interna ni externamente no se tendrá la rigidez necesaria en el nudo para considerarlo como rígido, y tenderá a comportarse como una articulación, debido a la flexibilidad de la columna, pues el alma de la viga al no coincidir con las almas de la sección cajón en el mismo plano ocasiona la deformación de las placas normales de la columna. Además, al no reforzarse, la capacidad resistente a flexión se reducirá drásticamente, como lo indica la Tabla 4.1 pues puede reducirse de 54.93 Ton*m a tan solo 13.73 Ton*m. El plano de fabricación del espécimen ECS1 se muestra en la figura 4.13. En la tabla 4.1 se indican los momentos resistentes esperados en cada caso.

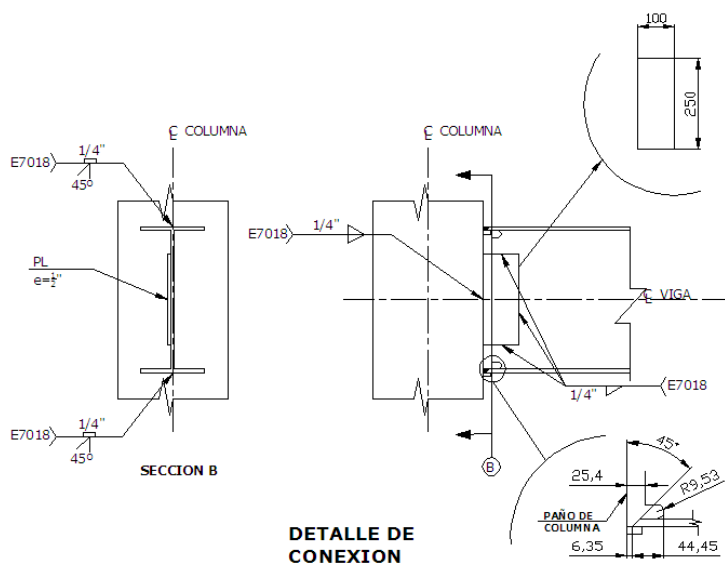


Figura 4.13. Especimen ECS1 de conexión soldada directamente

Tabla 4.2. Valores de momentos de acuerdo a diferentes estados límite del espécimen ECS1

M (T-m)	My	Mp	Mpe	M _{TC}	M ₁₂	M ₁₃	M ₁₄
Viga	32.53	36.85	44.59	26.48	13.37	24.68	51.02
Columna	46.58	54.93					

M_{TC}- momento máximo proporcionado solo por los patines. M₁₂.- Capacidad máxima a flexión de la conexión debida al criterio del ancho efectivo. M₁₃.- Capacidad máxima a flexión debida a la plastificación de la columna. M₁₄.- Capacidad máxima a flexión debida a punzonamiento por cortante en la columna. (ver capítulo 3)



Figura 4.14. Especimen ECS1

4.3.2. ESPECIMEN ECS2: CONEXIÓN SOLDADA REFORZADA CON DIAFRAGMA

Para estudiar un diseño de conexión alternativo que mejore la capacidad resistente y de rotación, se construyó un segundo espécimen con las mismas secciones de columna y viga, pero implementando refuerzos que disminuyeran las concentraciones de esfuerzos. El refuerzo corresponde al tipo de diafragma o refuerzo exterior. La geometría del refuerzo seleccionada se basó en consideraciones constructivas y consideraciones de detallado práctico, y se puede apreciar en la figura 4.15. Como en el caso de la primera conexión, también se fabricó el espécimen de la forma que se haría en la realidad en posición vertical.

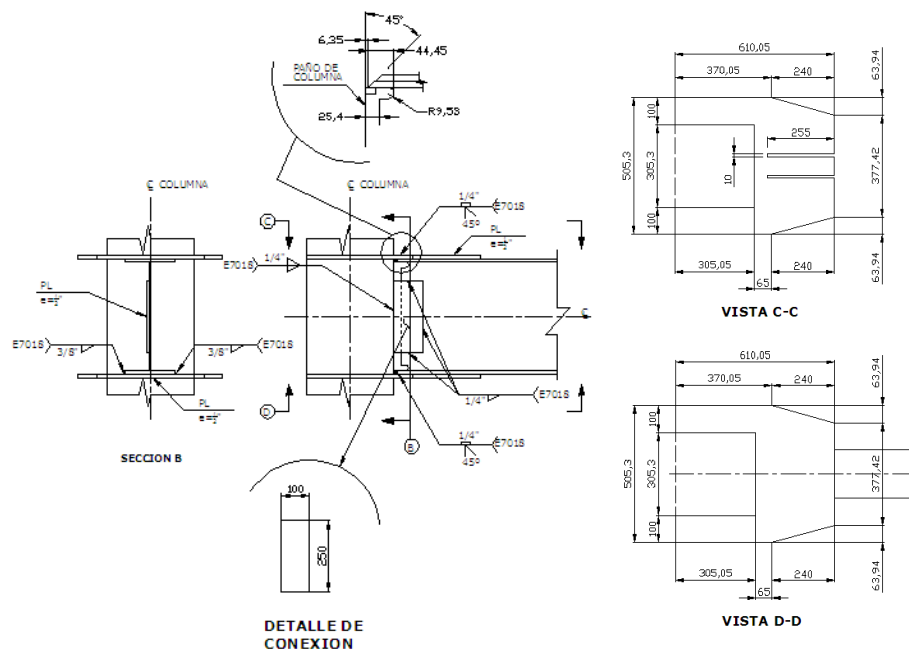


Figura 4.15. Especimen ECS2 de conexión soldada con diafragma

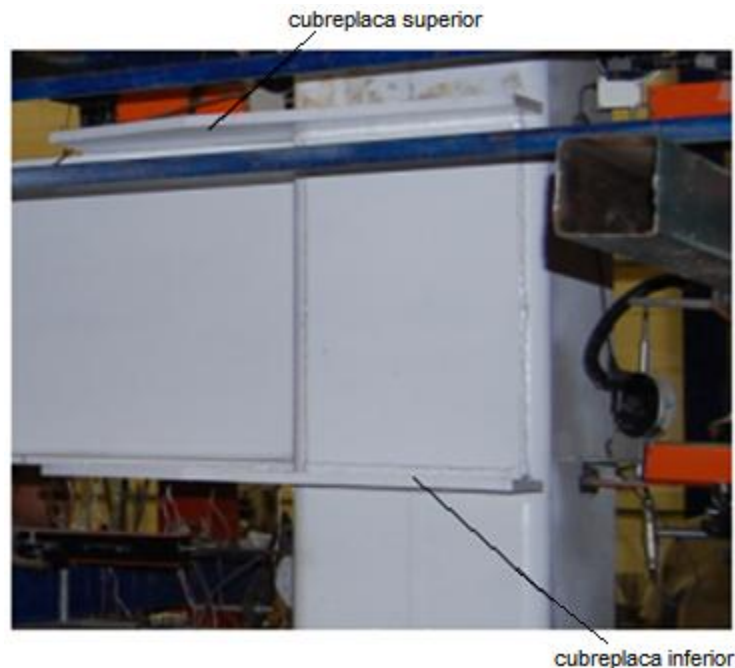


Figura 4.16.Especimen ECS2

4.3.3. ESPÉCIMEN ECS3: CONEXIÓN SOLDADA REFORZADA CON ATIESADORES INTERNOS

Para una segunda alternativa de refuerzo se construyó el tercer espécimen ECS3, que consistió en un espécimen reforzado con placas interiores. El objetivo, desde luego, es verificar cuanto se incrementa la capacidad resistente y de rotación. Como se ha mencionado antes también se construyó con las mismas secciones de columna y viga, pero manteniendo el refuerzo para que disminuya las concentraciones de esfuerzos. La geometría del refuerzo se determinó con base en prácticas constructivas en la construcción de marcos de acero y se puede apreciar en la figura 4.17. Como en el caso de las otras dos conexiones, también esta se fabricó de la forma que se haría en la realidad en posición vertical.

4.3.4. ESPÉCIMEN ECA4: CONEXIÓN ATORNILLADA CON PLACA DE EXTREMO EXTENDIDA

Un cuarto espécimen se construyó, ahora la conexión a ensayar es una placa de extremo extendida. En la práctica de la construcción de edificios de acero es muy común utilizar esta conexión cuando se usan perfiles de sección I en viga y columna, incluso se han realizado varias pruebas experimentales (ver por ejemplo a Gómez Bernal y otros, 2007). Sin embargo, actualmente se está empezando a usar cada vez más esta conexión en marcos con vigas de sección I a columnas tubulares (o HSS) y no existe literatura sobre su comportamiento, razón por la cual debe estudiarse esta conexión de forma experimental y analítica.

Con la finalidad de estudiar el comportamiento de este tipo de conexión y verificar si es factible en la práctica su utilización, como se ha mencionado antes, se construyó con las mismas secciones de columna y viga. La geometría del refuerzo se determinó con base en prácticas constructivas en la construcción de marcos de acero y se puede apreciar en la figura 4.19. Este tipo de conexiones en la práctica se hace el montaje en campo; solamente se deja la preparación de los barrenos en las columnas para poder recibir la viga con este tipo de conexión.

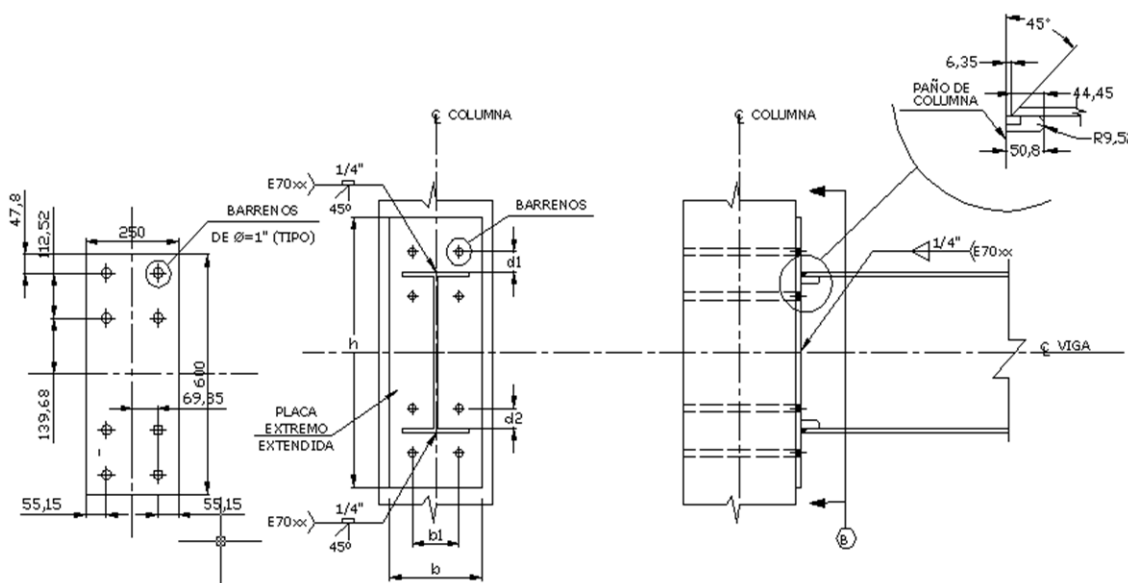


Figura 4.19. Especimen ECA4 de conexión atornillada con placa extremo extendida



Figura 4.20.Espécimen ECA4

4.4 INSTRUMENTACION DE ESPECÍMENES

La instrumentación de los especímenes sirve para medir y calcular la rotación de la conexión y la deformación de la viga en el extremo libre. Para ello se utilizaron micrómetros análogos de reloj y de caja, también se utilizaron deformímetros eléctricos (straingages).

Abajo se muestran una serie de figuras que muestran el procedimiento para la colocación de los straingages.

- a) Limpieza de la superficie donde se colocará el straingage hasta que quede totalmente lisa y libre de impurezas (figura 4.21)



Figura 4.21.Preparación de la superficie donde se colocarán los straingages

- b) Previo a su colocación, el strainage se pega en un vidrio con cinta adhesiva junto a las terminales (figura 4.22)



Figura 4.22. Preparación del strainage

- c) Se procede a la colocación del strainage sobre la superficie del elemento. Para ello primero se presenta el strain sobre la superficie donde se va a colocar en su posición final (figura 4.23a), posteriormente se desprende el adhesivo de la superficie para poder colocar el catalizador sobre el strainage (figura 4.23b), luego se coloca el pegamento sobre la superficie donde se fijará el strain y se pega haciéndole presión al sensor durante aproximadamente un minuto (figura 4.23c y 4.23d, respectivamente), por último se retira la cinta con ayuda de un solvente y con mucho cuidado para evitar dañar el sensor (figura 4.23e)



a)



b)



c)



d)



e)

Figura 4.23.Orden cronológico de la colocación del strainage sobre la superficie previamente preparada

- d) Soldar con estaño y cautín un puente conductor de cobre del strain a la terminal (figura 4.24), que posteriormente servirá para conectarlo a una consola que registrará los datos del strainage durante los ensayos.

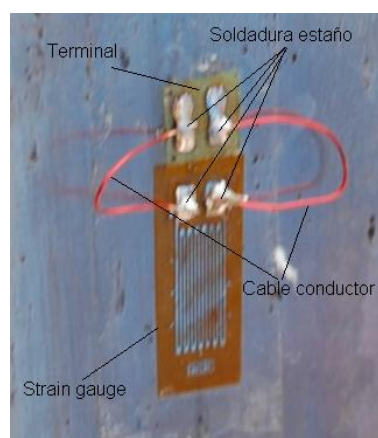


Figura 4.24.Puenteo del strainage a terminales

- e) Colocar extensiones a la terminal de una longitud considerable para poderlas conectar a la consola donde se procesará y almacenará toda la

información de los ensayos. Se debe seguir un procedimiento similar al anterior con el estaño sólo que se usará un cable de 3 colores: el rojo se colocará en un contacto de la terminal y el negro junto con el blanco en la otra terminal (figura 4.25)

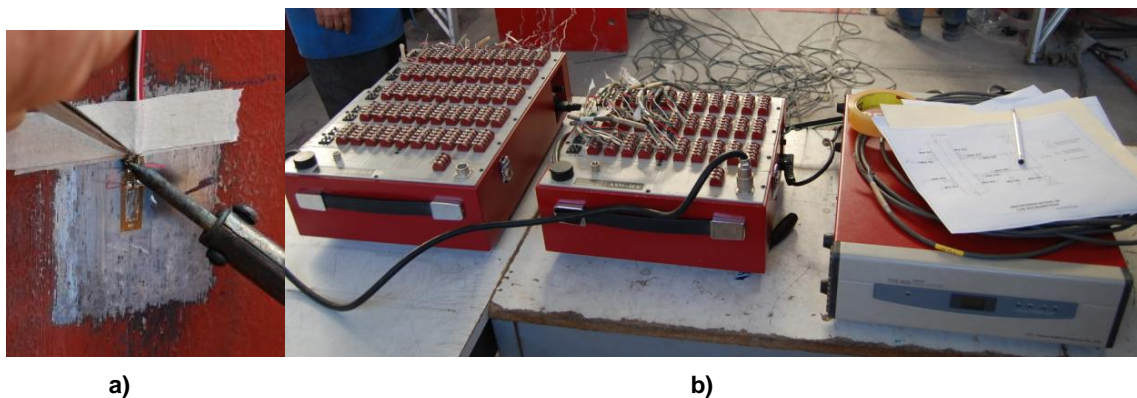


Figura 4.25.Colocación de cables a) en las terminales del straingage y b) conexión en consola

- f) Deberá probarse el funcionamiento del sensor y en caso de un mal funcionamiento se buscara la falla y se reparara, de lo contrario se retirará el straingage y se iniciara de nuevo el proceso para la colocación de un nuevo sensor. Para realizar la prueba se hace en un “puente” (figura 4.26), que medirá el correcto funcionamiento.



Figura 4.26.Comprobación de los straingages con puente

- g) Una vez concluidos todos los pasos anteriores el sensor debe ser protegido, para este caso, sólo se colocará una capa de barniz transparente.

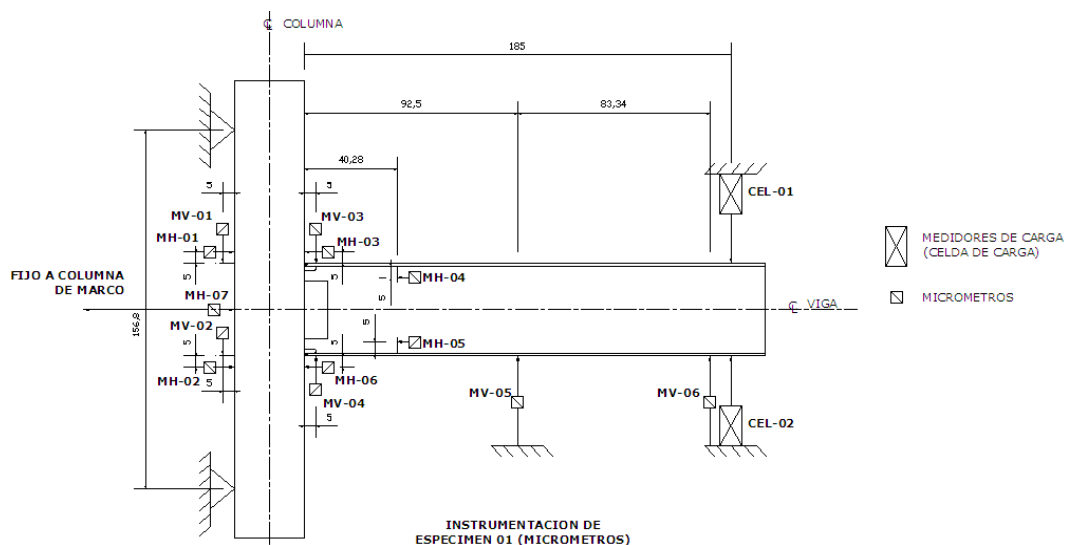


Figura 4.27. Protección de los straingages

Para los deformímetros análogos de reloj y de caja, no existe un procedimiento, sólo se deben colocar en donde se requiere medir la deformación y cuidar que tengan una referencia fija para obtener mediciones correctas.

A continuación se muestra esquemáticamente la instrumentación de cada espécimen.

ESPÉCIMEN ECS1



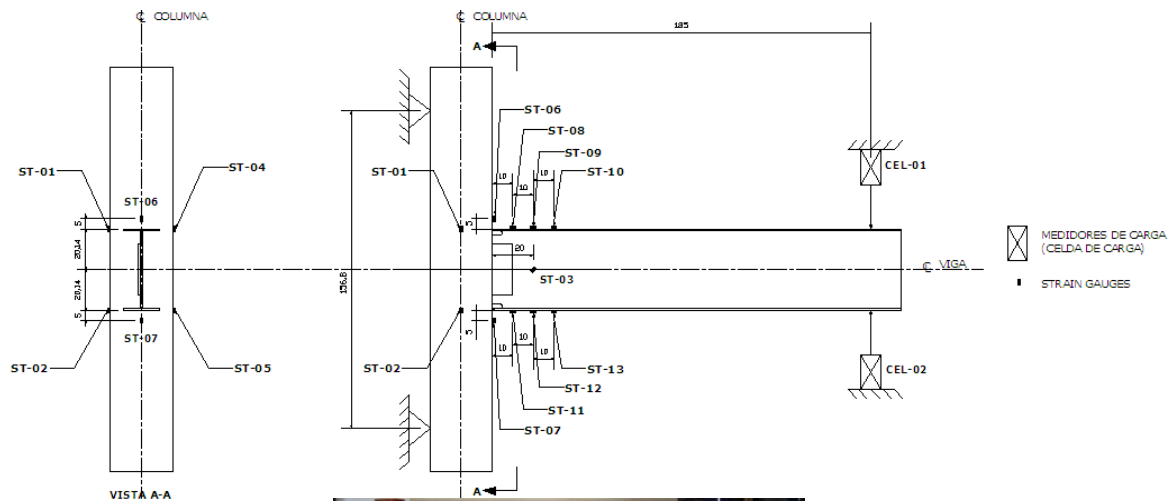
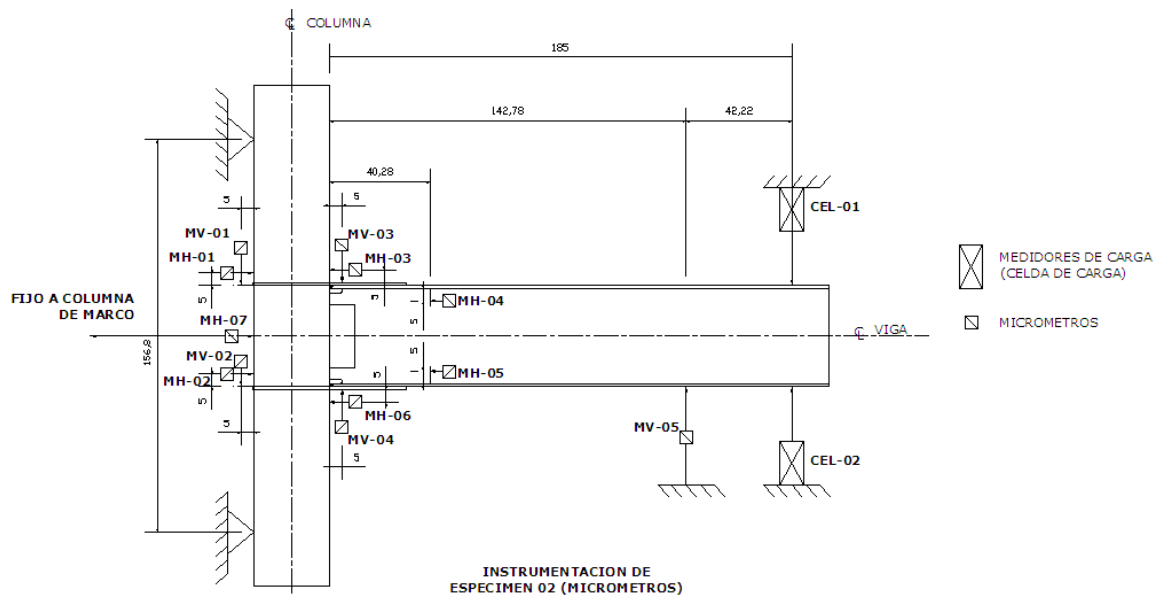


Figura 4.28. Instrumentación del espécimen ECS1. Deformímetros (arriba) y straingages (abajo)

ESPÉCIMEN ECS2



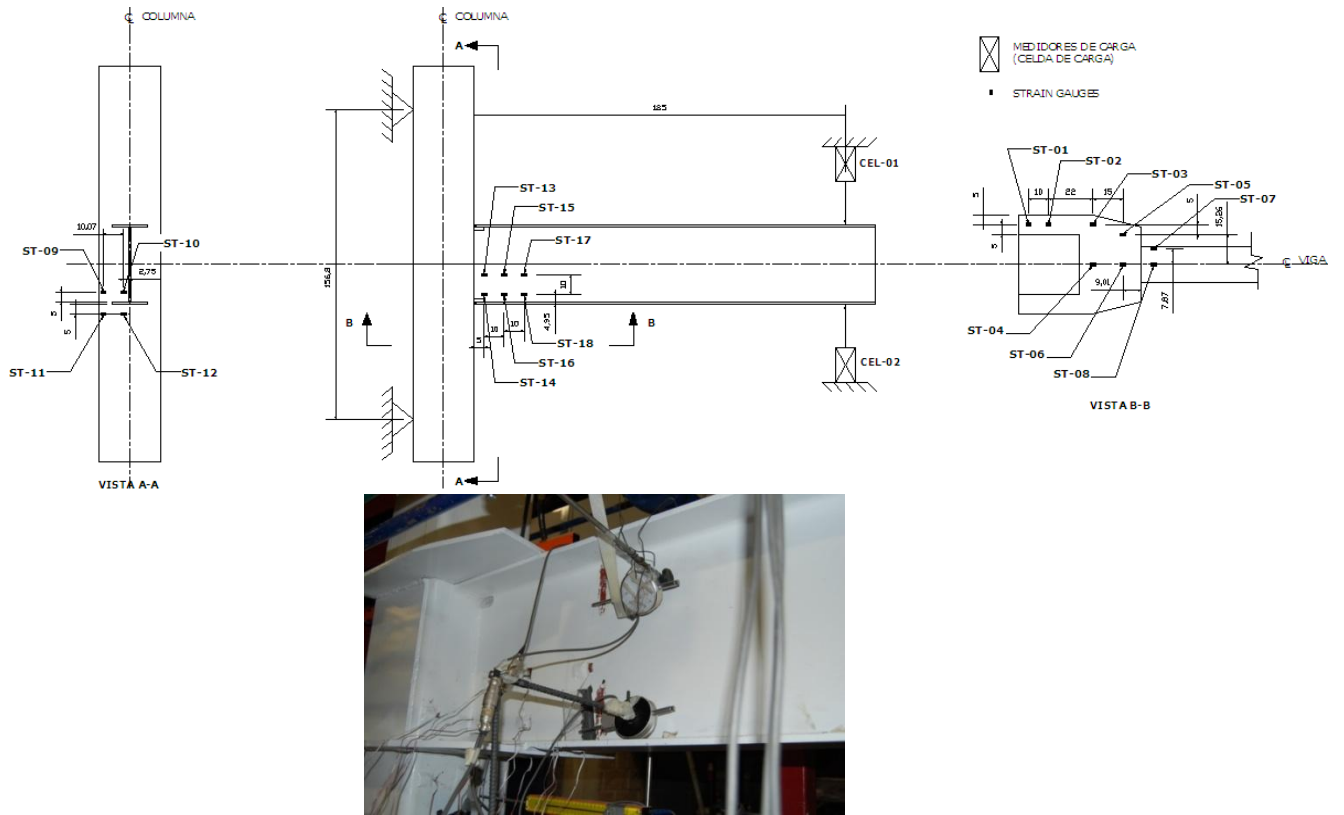
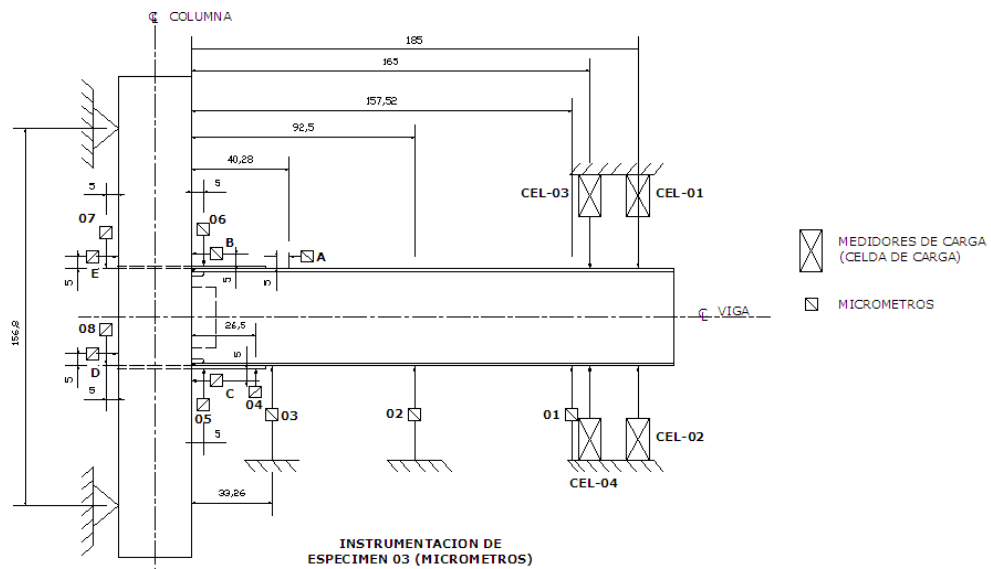


Figura 4.29. Instrumentación del espécimen ECS2. Deformímetros (arriba) y straingages (abajo)

ESPÉCIMEN ECS3



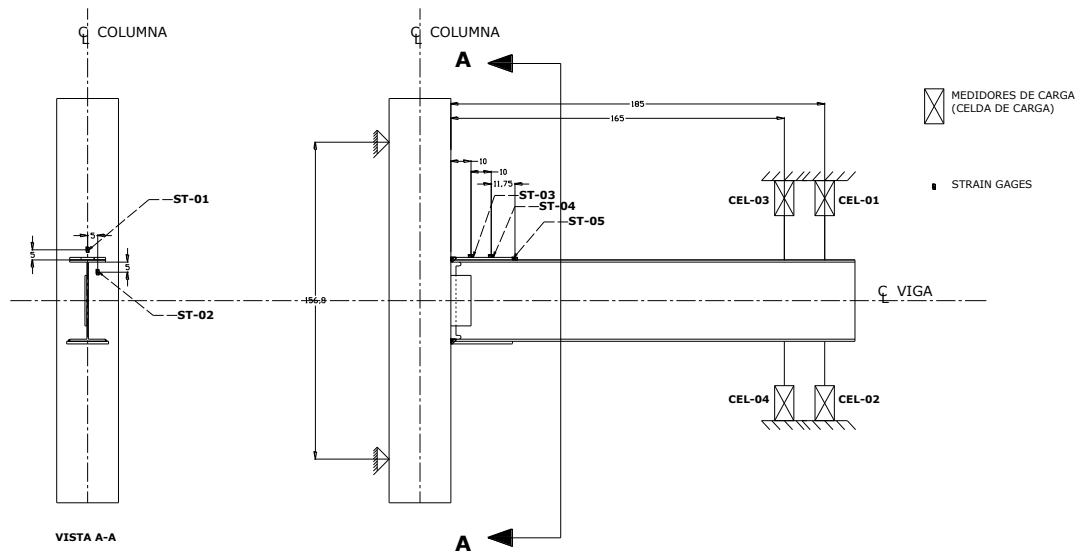


Figura 4.30. Instrumentación del espécimen ECS3. Deformímetros (arriba) y straingages (abajo)

ESPÉCIMEN ECA4

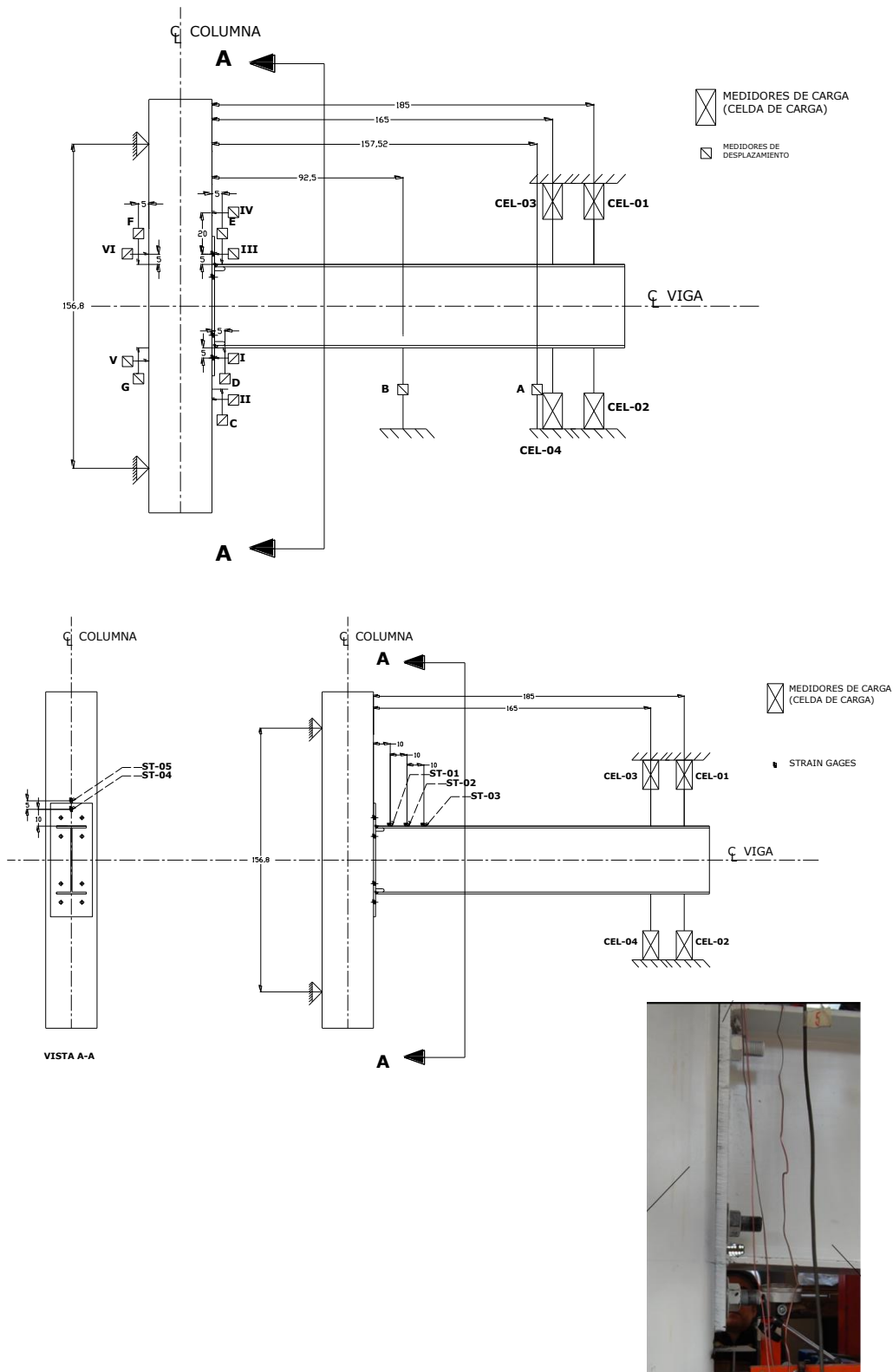


Figura 4.31. Instrumentación del espécimen ECA4. Deformímetros (arriba) y straingages (abajo)

4.5 DESARROLLO DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES

Para el desarrollo de las pruebas experimentales, se siguió la siguiente secuencia:

- 1.- Montaje del dispositivo en el marco de reacción del laboratorio de la UAM-A.
- 2.- Montaje del espécimen sobre el dispositivo.
- 3.- Colocación de strain gages conforme al procedimiento descrito anteriormente.
- 4.- Se protegieron los strain gages y se pintó el espécimen de esmalte blanco.
- 5.- Se colocaron los micrómetros análogos.
- 6.- Conexión de micrómetros y strain gages a la consola.
- 7.- Se realizó una precarga con los gatos hidráulicos dentro del intervalo lineal del material para verificar mediciones.
- 8.- Se realizó el ensaye del espécimen controlando una celda de carga y un micrómetro vertical. El tiempo de duración las cargas fue a cada 3 ciclos por carga aplicada, midiendo las deformaciones a cada 0.5 ton.
- 9.- Se detuvo la prueba una vez que se presentara cualquier inicio de falla inminente, ya sea por falla de la viga, falla de la columna, fallas de los refuerzos (atiesadores o diafragmas) o falla de los conectores (soldadura o tornillos).

4.5.1. SECUENCIA DE CARGA

Se aplica la carga cíclica de acuerdo a la práctica convencional que se realiza en pruebas con pasos múltiples. Es decir se aplica una secuencia de tres ciclos plásticos para cada múltiplo del desplazamiento de fluencia característico. En este caso este desplazamiento se selecciona como el del extremo de la viga. Es importante identificar el desplazamiento característico para asegurar al menos cuatro niveles de desplazamiento antes de alcanzar el de fluencia. Estos ciclos elásticos deben ser lo suficientemente grandes como para obtener propiedades

confiables de rigidez ($0.5d_y$ y $0.75d_y$). En la Figura 4.32 se muestran los desplazamientos verticales que provocarían el momento de fluencia en la viga.

El uso de este protocolo de cargas es debido a que se optó por controlar la carga en vez de las deformaciones.

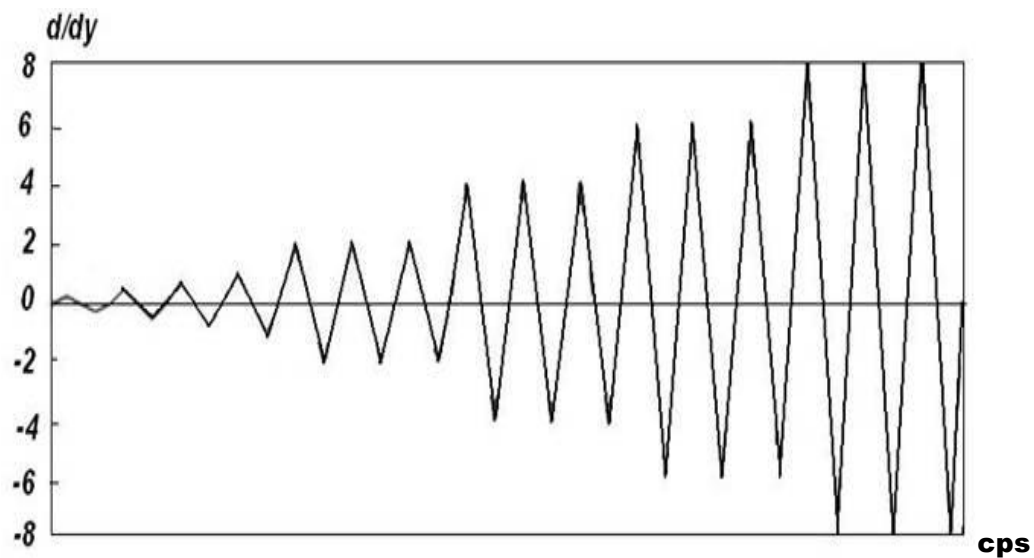


Figura 4.32. Protocolo de carga según el AISI, utilizado en los ensayos

CAPÍTULO 5 ANALISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de los ensayos de las cuatro conexiones construidas con vigas de sección I y columnas de sección cuadrada, de acuerdo a lo descrito en el capítulo 4. Se muestra un resumen del comportamiento observado y las curvas de histéresis momento-rotación.

Para determinar las curvas momento-rotación que se muestran más adelante en las figuras 5.2, 5.4 y 5.6, se tuvo en cuenta para su trazado el criterio de las especificaciones para sismo del AISC (2005). Por lo tanto, las rotaciones en esas figuras, se analizan principalmente para un valor de rotación de 0.04 rad, debido a que es el máximo valor para el cual se requiere conocer el momento medido experimentalmente para calificar a las conexiones en estudio.

5.1 ESPECIMEN ECS1: CONEXIÓN SOLDADA DIRECTAMENTE

En la figura 5.1 se presentan cuatro imágenes de la prueba desarrollada para el espécimen ECS1, el cual no contó con ningún tipo de refuerzo. Después de la aplicación de varios ciclos de carga se pudo apreciar en la figura 5.1d el inicio de la rotura en el borde del patín superior y la subsecuente rotura en la arista de la columna, que se presentó debido a la alta concentración de esfuerzos que se conoce y que se ha detectado también de estudios de modelos de elementos finitos.



a)

b)

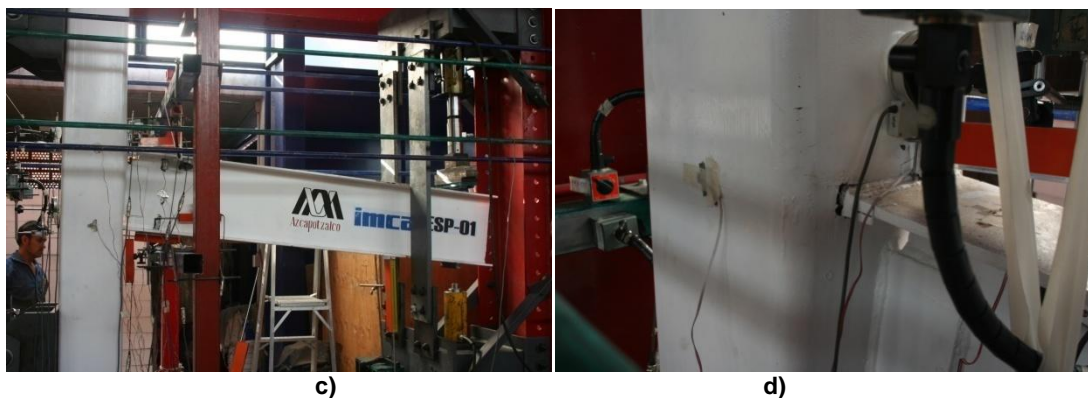


Figura. 5.1. Imágenes correspondientes al comportamiento del espécimen ECS1 durante su ensaye en el Laboratorio de Estructuras de la UAM-A

Durante el desarrollo de la prueba de este espécimen se observó una deformación muy evidente de la columna por lo que un porcentaje importante de la rotación del nudo fue proporcionada por la deformación de la columna. En la figura 5.2, se observa el resultado del comportamiento de la conexión del espécimen ESC1, la curva de histéresis muestra un comportamiento inelástico estable pero una resistencia a flexión muy por debajo del Momento Plástico M_p nominal (36.9 ton*m), e incluso del Momento máximo que pueden proporcionar los patines M_{TC} (26.5 ton*m).

El momento resistente observado fue de 13.5 ton*m, es decir 40% de M_p y 33% M_{pe} , este es un valor muy cercano al momento M_{12} (Ver tabla 5.1), que corresponde a la capacidad a momento de la viga reducida por deformación de la placa de la columna de acuerdo a lo descrito en la sección 3.1.5.1.

Por lo tanto, se puede deducir que esta conexión no puede desarrollar la resistencia correspondiente a la hipótesis usual en los modelos de conexiones rígidas. Además, de acuerdo a la figura 5.2 se muestra que la rigidez de la conexión se degrada rápidamente a niveles de carga relativamente bajos. Es evidente, de acuerdo a lo observado en este trabajo, que este tipo de conexión al ser muy flexible se podría clasificar en la práctica como una conexión semi-rígida,

o inclusive como conexión simple (articulada) si el espesor de las placas de la columna es muy bajo, por lo que su comportamiento dista mucho de la hipótesis usual en los modelos de conexión rígida.

De lo anterior, se puede ver que el uso de esta conexión sin refuerzo alguno debe ser erradicado de la práctica de construcción de edificios diseñados para resistir fuerzas laterales importantes, sobre todo si se diseñarán para ductilidad alta, si no se tiene información detallada del comportamiento debe buscarse una manera de reforzar la conexión.

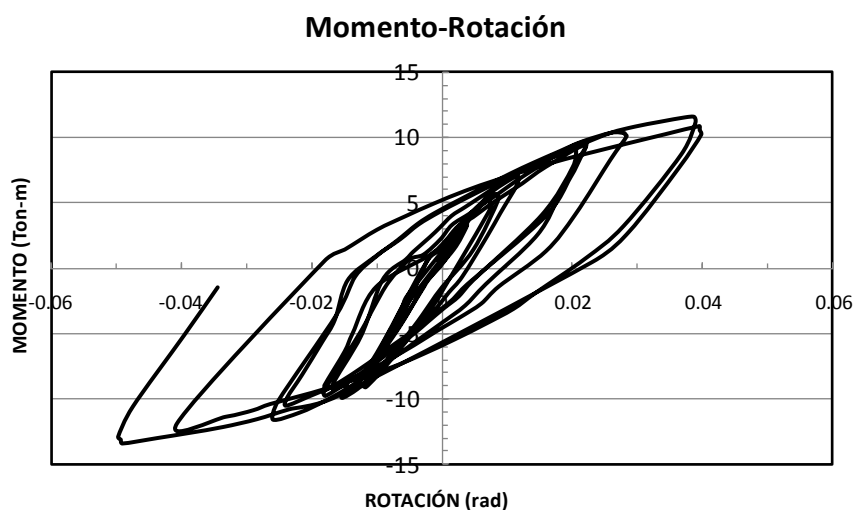


Figura. 5.2. Curva de histéresis del espécimen ECS1 de conexión soldada directamente

Tabla 5.1. Magnitudes de momentos de acuerdo a diferentes estados límite del espécimen ECS1

M (T-m)	M_y	M_p	M_{pe}	M_{TC}	M_{12}	M_{13}	M_{14}
Viga	32.53	36.85	44.59	26.48	13.37	24.68	51.02
Columna	46.58	54.93					

M_{TC} - momento máximo proporcionado solo por los patines. M_{12} .- Capacidad máxima a flexión de la conexión debida al criterio del ancho efectivo. M_{13} .- Capacidad máxima a flexión debida a la plastificación de la columna. M_{14} .- Capacidad máxima a flexión debida a punzonamiento por cortante en la columna. (ver capítulo 3)

5.2 ESPECIMEN ECS2: CONEXIÓN SOLDADA REFORZADA CON DIAFRAGMA

En la figura 5.3 se muestran tres fotografías relacionadas con la prueba del espécimen ECS2, que corresponde al caso de refuerzo externo como se describió en el capítulo 4. El comportamiento ante la historia de carga mostrado en la figura 5.4 se observa un resultado considerablemente mejor que la probeta sin refuerzo, ESC1, presentándose una falla de fluencia clara por pandeo en las placas diafragma y en los patines de la viga (figura 5.3.)

La curva de histéresis de la figura 5.4 muestra que para una rotación de 0.04 radianes se tiene un momento de 40 Ton*m, sin embargo en la parte final de la prueba se llegó a un valor de 53.2 ton*m en el paño y de 44.6 ton*m en donde inician las placas de refuerzo que coincide con el valor del momento M_{pe} de la viga.

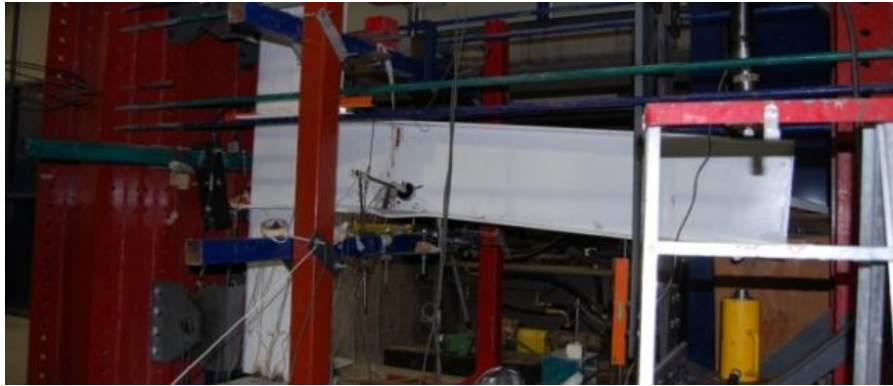
El comportamiento observado permite proponer a la conexión para usarse en marcos de acero con ductilidad alta, que requieren una capacidad de rotación de al menos el 4%, conservando una resistencia mínima del 95% del momento plástico esperado ($M_{pe}=4.46 \times 10^6 \text{ kg*cm}$) y la rotación de la unión es mucho más parecida al ideal de conexión rígida, como se muestra en la figura 5.4.



a)



b)



c)

Figura. 5.3. Imágenes correspondientes al comportamiento del espécimen ECS2 durante su ensaye en el Laboratorio de Estructuras de la UAM-A

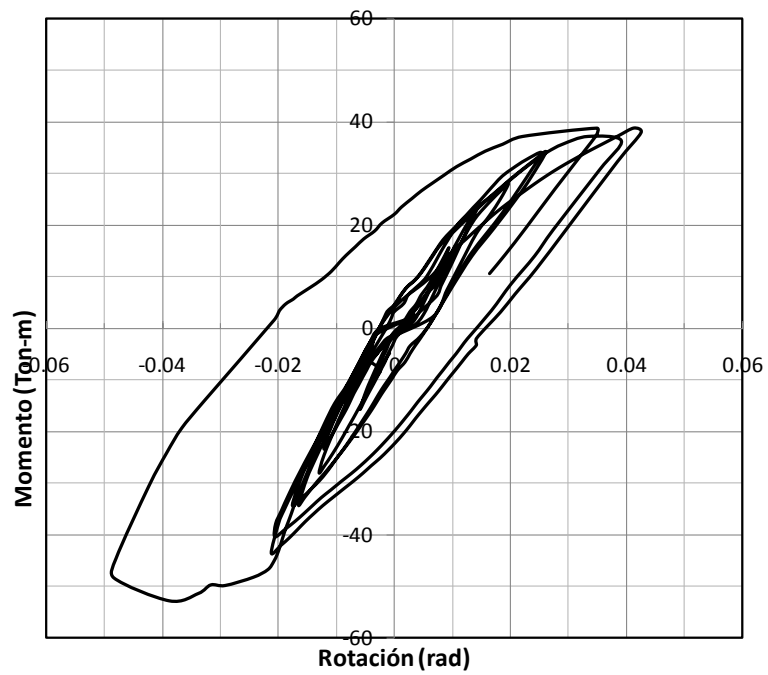


Figura. 5.4. Curva de histéresis del espécimen ECS2 de conexión soldada reforzada con diafragma

5.3 ESPECIMEN ECS3: CONEXIÓN SOLDADA REFORZADA CON ATIESADORES INTERNOS

En la figura 5.5 se presentan fotografías tomadas durante el desarrollo de la prueba del espécimen ECS3 que se reforzó de manera interna según lo descrito en el capítulo 4. Durante los primeros ciclos de carga, siendo las máximas de hasta 14 ton, se observó una relación carga-deformación estable. Cuando se llevó al espécimen hasta tres ciclos de carga de 24ton, se alcanzó un momento de 43.87 ton-m en el paño de la columna cuando la carga se aplicó en un sentido, pero su efecto al aplicar la carga en sentido contrario no resultó el mismo, alcanzando un momento de 29.36 ton*m al presentarse la falla de la soldadura de la placa superior del refuerzo interior de la columna (figura 5.5), es decir el atiesador que coincidía con el patín superior de la viga se despegó precisamente al borde cercano al patín superior. Se continuó la prueba, pero los ciclos posteriores mostraron una disminución significativa de la rigidez. Como una consecuencia de la falla anterior el comportamiento fue marcadamente asimétrico. Y en los ciclos posteriores falló también el atiesador inferior que había permanecido todavía soldado.

Ya con las placas separadas por la falla de la soldadura disminuyó la capacidad a momento y aumentó la flexibilidad de la conexión, presentando una falla similar a la del espécimen ECS1. Si se compara este espécimen ECS3 con el comportamiento de la conexión ECS1, se logró un incremento en el momento por el hecho que se mantenían en su posición las placas atiesadoras, cabe mencionar que ambos atiesadores cuando el patín de la viga hace que estos trabajen en compresión, aumenta la capacidad resistente a momento, de hecho presenta mayor rigidez que el espécimen ECS1.



Figura 5.5. Imágenes correspondientes al comportamiento del espécimen ECS3 durante su ensaye en el Laboratorio de Estructuras de la UAM-A.

En resumen, con esta solución se incrementó en aproximadamente 3 veces la capacidad a momento respecto al espécimen ECS1, y desde luego también aumenta la rigidez, sin embargo debe tomarse en cuenta que después de la falla de la soldadura, disminuyen drásticamente el momento resistente y la rigidez (figura 5.6), llegando a una situación similar al espécimen ECS1, como si no existieran placas de refuerzo.

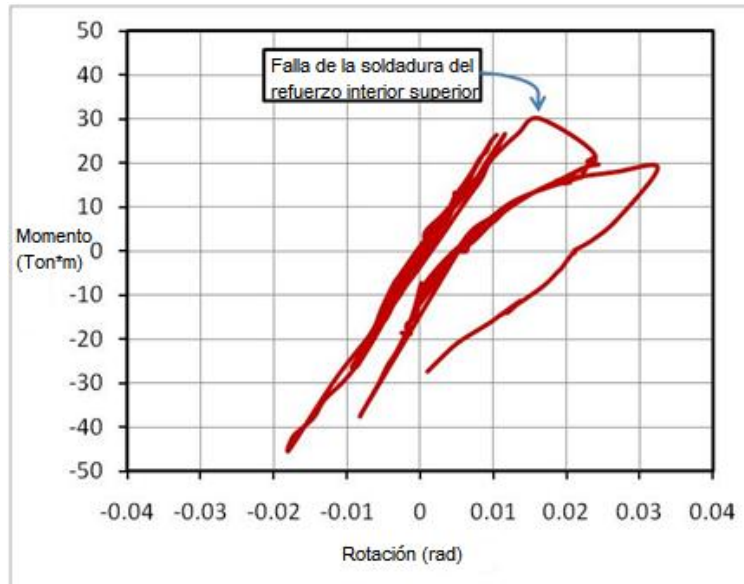


Figura. 5.6. Curva de histéresis del espécimen ECS3 de conexión soldada reforzada con atiesadores internos

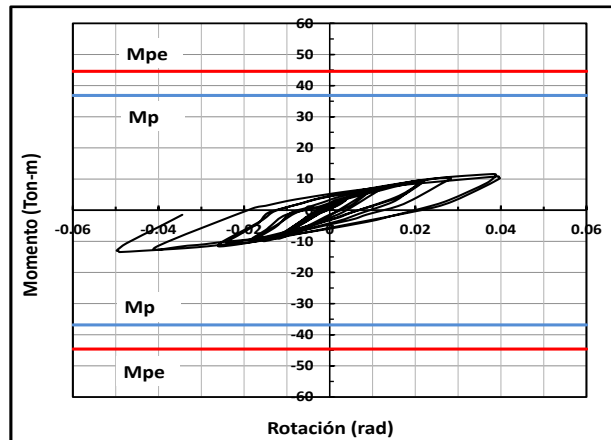
5.4. COMPARACION ENTRE LAS CURVAS MOMENTO-ROTACIÓN EN ESPECÍMENES SOLDADOS

En la Figura 5.7 se comparan las gráficas de los tres especímenes ensayados de las conexiones de columna hueca con sección I, es decir las conexiones ECS1, ECS2 y ECS3. También pueden comprobarse en la tabla 5.2 los valores de momento alcanzados en cada caso. Puede verse que la magnitud del momento en la primera conexión (ECS1) es 3.64 veces menor que la reforzada externamente (ECS2), y 3 veces menor que la reforzada internamente (ESC3).

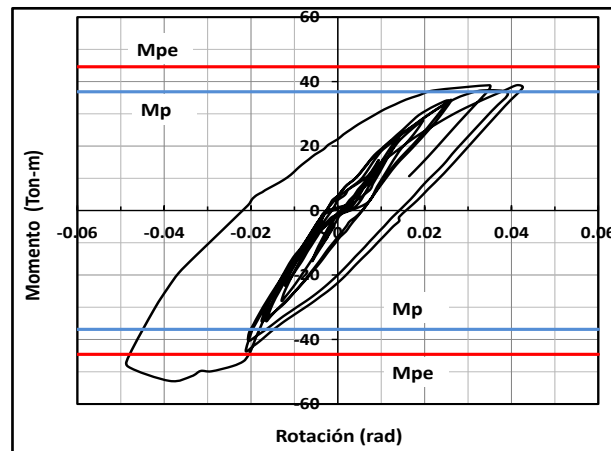
Tabla 5.2. Comparación de momentos observados, esperados y rotaciones máximas en las 3 conexiones soldadas (Ton*m)

Espécimen	TIPO	Columna	Viga	$M_{\text{máx-paño}}$ (ton*m)	M_{conex} (ton*m)	Rotación máxima (rad)
ECS1	Soldada	HSS 305x305x12.7mm	IPR 406x53.7Kg/m	14.6	No se alcanzó	0.045
ECS2	Soldada	HSS 305x305x12.7mm	IPR 406x53.7Kg/m	53.2	44.6	0.044
ECS3	Soldada	HSS 305x305x12.7mm	IPR 406x53.7Kg/m	43.9	No se alcanzó	0.032

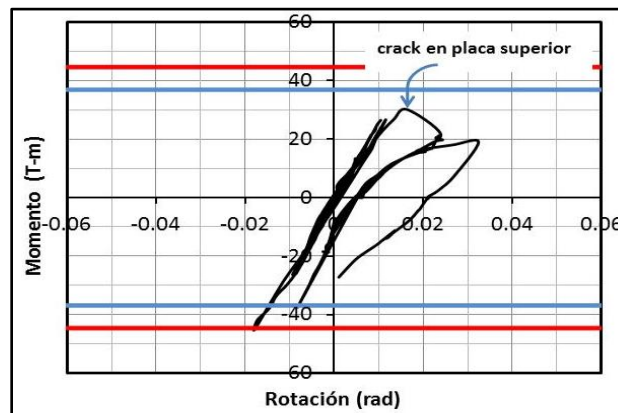
Comparación entre las curvas momento-rotación



a)



b)



c)

Figura 5.7 Comparación de las tres curvas momento-rotación de los especímenes de columna de sección hueca con viga I con conexión soldada. a) Especímen ESC1, b) Especímen ESC2, c) Especímen ECS3

Como se observa en las gráficas anteriores, la conexión que tuvo mejor capacidad a momento fue la del espécimen ECS2, de los tres especímenes a éste se le puede considerar como rígido, el espécimen ECS3 demostró un mejor desempeño en comparación con el ECS1, su resistencia es mayor y tiene muy buena rigidez de hecho es similar a la del espécimen ECS2, pero cuando se produce la falla frágil en la soldadura de los atiesadores, súbitamente se degrada la rigidez y su resistencia, teniendo un comportamiento similar al espécimen ECS1, con una muy buena supervisión y garantizando la unión con soldadura de los refuerzos internos, se puede alcanzar resultados similares a los del espécimen ECS2, en esta investigación lamentablemente por error en el proceso de fabricación y al generarse la falla de la conexión debida a la pérdida de la rigidez que proporcionaba el refuerzo interno, no se alcanzó el momento plástico esperado en la viga, mientras que el espécimen ECS1 apenas y alcanzó el 40% del momento que proporcionan los patines de la viga lo que significa que la conexión es flexible y que se presenta falla primero en la columna que en la viga.

Las especificaciones para sismo del AISC (2005) en sus secciones 9.2 y 10.2, indican que el valor del momento medido se debe calcular con respecto a la cara de la columna, y la rotación con respecto al eje de la misma, mientras que en el Apéndice S (S.9), se establece que tanto el momento como la rotación se calculen con respecto al eje de la columna.

De acuerdo a lo anterior para conexiones en que la viga llega hasta la cara de la columna con la misma sección (ECS1), o bien, con placas externas de refuerzo a momento (ECS2), calcular el momento medido en la cara de la columna corresponde al momento máximo que actúa en la viga. Y teniendo en cuenta que, la articulación plástica se presenta en la viga, y que el momento medido para determinada rotación (0.04, 0.02 o 0.01) se compara contra M_p (capacidad en la reserva inelástica) de la viga, para el presente estudio se consideró conveniente calcular el momento máximo medido en la viga y también en la cara de la columna.

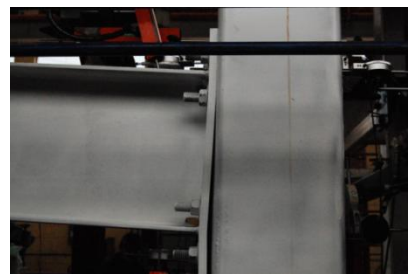
5.5 ESPECIMEN ECA4: CONEXIÓN ATORNILLADA CON PLACA EXTREMO EXTENDIDA

Por último en la figura 5.8 se presentan fotografías tomadas durante el desarrollo de la prueba del espécimen ECA4 que fue una conexión con placa extremo extendida atornillada directamente a la cara de la columna en contacto con la conexión según lo descrito en el capítulo 4. Se le aplicaron 3 ciclos de carga hasta alcanzar 3 ton, seguido de 3 ciclos hasta alcanzar 6 ton, posteriormente 2 ciclos hasta alcanzar 8 ton, después un ciclo de 10 ton y por último ciclos hasta alcanzar 12 ton. El comportamiento ante la historia de carga mostró un resultado como en todos los especímenes anteriores una gráfica carga-deformación estable mientras las cargas son pequeñas (los primeros ciclos hasta alcanzar 6 ton), en los ciclos posteriores, el comportamiento demostró una conexión muy flexible, debido a los esfuerzos tan altos que se presentaron en la zona de los tornillos sometidos a tensión y que el espesor de la cara de la columna no fue suficiente para soportar esos esfuerzos, como resultado se presentó una falla local por flexión en la columna (figura 5.8c y d). En la curva de histéresis (figura 5.9), se puede observar que se presentaron rotaciones de hasta 0.06 rad, debido a la pérdida de rigidez en la placa en la cara de la columna, como consecuencia una disminución drástica en la capacidad a momento de la conexión.

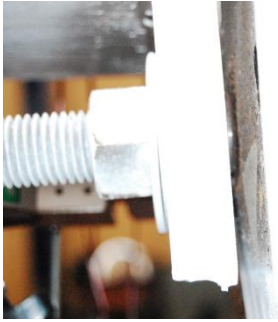
También se observó (figura 5.8 a, b, c y d) que la placa de extremo extendida resultó insuficiente su espesor, presentándose flexiones en doble curvatura provocada por los esfuerzos de tensión y compresión generada por los patines de la viga.



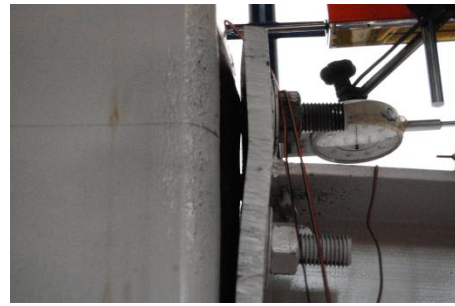
a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura. 5.8. Imágenes correspondientes al comportamiento del espécimen ECA4 durante su ensaye en el Laboratorio de Estructuras de la UAM-A

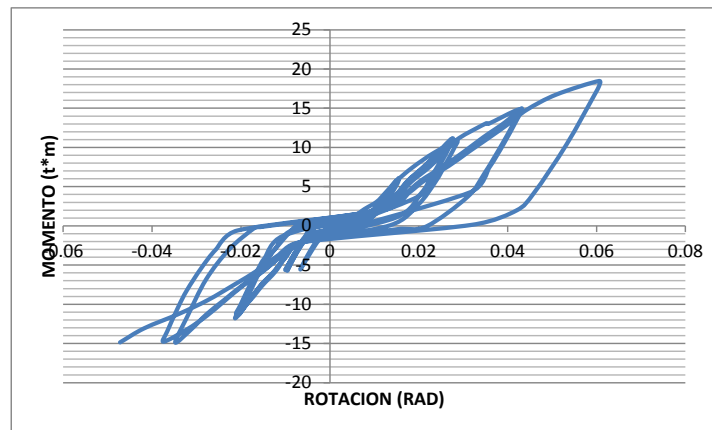


Figura. 5.9. Curva de histéresis del espécimen ECA4 de conexión atornillada con placa extremo extendida

La curva de histéresis de la figura 5.9 muestra que el comportamiento observado no es recomendable para la utilización de este tipo de conexión en marcos de acero como conexión rígida. El momento plástico esperado era de 36.90 ton*m, en la curva de histéresis de la figura 5.9 se observa que el momento máximo alcanzado fue de 18.5 ton*m, esto significa un 50% menor que el esperado.

CAPITULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El Objetivo fundamental de esta tesis fue estudiar el comportamiento, ante cargas cíclicas, de diferentes soluciones de juntas con columna hueca y viga de sección I y así poder determinar la resistencia y rigidez de varios tipos diferentes de conexiones. Esta investigación tuvo la ventaja de utilizar el mismo tipo perfil de vigas y de columnas en todas las conexiones, y se pudieron comparar las diferentes soluciones.

Se construyeron cuatro especímenes de conexiones a escala natural y se probaron en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco (UAM-A). Todas las probetas tienen el mismo tipo de viga I (W16x36) y de columna (HSS12x12x $\frac{1}{2}$) y solo varían en el tipo de conexión. Tres de ellas son conexiones soldadas, una de ellas está soldada directamente a la columna; las otras dos son reforzadas, una con diafragmas externos soldadas en los patines para generar un nudo rígido y la otra con atiesadores internos (ambas conexiones dúctiles); ambas se proponen con la finalidad de que se provoque la falla en la viga. Se construyó una cuarta conexión, atornillada con placa de extremo extendida.

De los resultados de la primera conexión ensayada, ECS1, la cual fue soldada directamente, se puede concluir que el uso de esta conexión sin refuerzo alguno debe usarse solo en casos en donde no se requiera de una conexión rígida, debido a que se presentan altas concentraciones de esfuerzos en la zona de los bordes de los patines de la viga lo que ocasiona que disminuya substancialmente el momento resistente. El máximo momento resistente alcanzado en este ensaye fue del orden del 40% del momento plástico de la viga.

Los espesores de las placas de la columna fueron de 12.7mm (1/2 pulg), que es un espesor que da una relación ancho-grueso de 23. En caso que se utilicen espesores de las placas de las columnas menores o iguales a las probadas en

este trabajo, sería una situación más crítica, entonces esta solución debe ser erradicada de la práctica de construcción de edificios diseñados para resistir fuerzas laterales importantes, sobre todo si se diseñarán para ductilidad alta. Se recomienda que el espesor de las placas de las columnas sean suficientes para poder resistir esas concentraciones de esfuerzos tan altas que provocan la tensión y compresión de los patines de la viga, se debe calcular correctamente su resistencia, que es significativamente menor a la proporcionada por el perfil de la viga de sección I, si no es adecuada entonces debe buscarse una manera de reforzar la conexión.

En cuanto a la probeta ECS2 mostró el mejor comportamiento de las tres no solo por alcanzar el momento más elevado sino porque presentó un comportamiento histerético muy estable, posteriormente se presentó una falla de fluencia por pandeo en las placas y en los patines, presentándose el mecanismo de falla viga débil-columna fuerte que es ideal para marcos rígidos sujetos a cargas laterales como son sismo o viento.

La curva de histéresis de la probeta ESC3 indica que el comportamiento observado permite proponer a la conexión para usarse en marcos de acero con ductilidad alta, que requieren una capacidad de rotación mayor al 4%, con una resistencia casi total del momento plástico máximo probable, M_{pe} , y la rotación de la unión es mucho más cercana al ideal de conexión rígida.

En el caso del tercer espécimen, ECS3, aunque también tiene un incremento muy alto en cuanto a la resistencia a momento, el hecho de presentar una falla frágil de la soldadura del atiesador interno hace que no sea recomendada para usarse en marcos dúctiles, pero puede ser adecuada en edificios diseñados con bajos niveles de coeficiente sísmico.

Sin embargo tienen el inconveniente de que su implementación requiere de procesos complicados de fabricación, comenzando por hacer un agujero en la

columna para introducir los atiesadores, y por la ejecución de la soldadura que deberá realizarse por mano de obra calificada y aun así, la calidad de la soldadura será más cuestionada.

Para el espécimen ECA4, podemos concluir que este tipo de conexiones no es aconsejable utilizar como conexión rígida debido a que presentan concentraciones muy altas de esfuerzo en la zona de los tornillos, que generar conexiones muy flexibles y con baja capacidad a resistir momento, si se llegase a utilizar es necesario no atornillar en la cara de la conexión directamente, se sugiere utilizar otra placa de apoyo del mismo espesor que la placa extremo extendida con sobre ancho de tal manera que se puedan atornillar los tornillos en las dos placas tipo bridas sin perforar la cara de la columna y que a su vez proporcione rigidez a la conexión.

BIBLIOGRAFÍA

- American Institute of Steel Construction (2005), ***“Prequalified connections for special and Intermediate SteelMoment Frames for Seismic Applications,”*** AISC358, dic. 2005.
- American Institute of Steel Construction Inc. (2007), ***“Steel construction Manual,”*** AISC thirteenth edition.
- American Institute of Steel Construction, AISC (2005), ***“Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”*** AISC, 2005.
- American Institute of Steel Construction, AISC, ***“Manual of steel construction Load and resistance factor design (LRFD)”***, Second edition. Vol I y II.
- Bazán, Meli (2002), ***“Diseño sísmico de edificios”*** Ed. Limusa, México D.F. 320 p.
- Cruz Mendoza E y A. Gómez Bernal ***“Influencia de las conexiones semirrígidas en la respuesta de marcos de acero”*** Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa Gro, Noviembre 2007.
- ENV 1993-1-1: 1992, Eurocode No. 3, ***“Design of Steel Structures”***, part 1.1 - General Rules and Rules for Buildings, CEN, 1992.
- E. P. Popov y S. M. Takhirov (2002), ***“Bolted large seismic steel beam-to-column connections Part 1: experimental study”***, Journal of Engineering structures vol. 24 p. 1523-1534
- Federal Emergency Management Agency (FEMA-350), 2000, ***“Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings”***, Washington, D.C. USA
- Federal Emergency Management Agency (FEMA-355E), 2000, ***“State of the art report on past performance of steel moment-frame buildings in earthquakes”***, Washington, D.C. USA
- Federal Emergency Management Agency (FEMA-355D), 2000, ***“State of the art report on connection performance”***, Washington, D.C. USA
- Garza V. Luis, Darline Cano C., Adriana M. Mazo E., Juan Carlos Posada G., y Camilo F. Pabon G. (2005) ***“Ensayos de Conexiones Típicas en Colombia de Pórticos Resistentes a Momento de Acero Estructural”***. III Congreso Colombiano de Ingeniería Sísmica.

- Girao Coelho A.M. et al (2004), ***“Experimental assessment of the ductility of extended end plate connections”***, Engineering Structures Vol. 26 pg 1185-1206
- Gómez Bernal, A. E. Cruz y O. Ubando (2007), ***“Comportamiento experimental de conexiones de acero con placa de extremo”*** Memorias XVI Congreso de Ingeniería Sísmica, Ixtapa, México.
- Gómez Bernal A., O. Ubando Franco y E. Cruz Mendoza ***“Conexiones en Estructuras de Acero: estudio experimental y análisis teórico”*** Memorias Simposio Internacional de Estructuras de Acero. IMCA. San Luis, México, marzo 2007.
- Gómez Bernal Alonso, Martín del Campo Isaac T. (2009), ***“Estudio Experimental de conexiones de marcos de acero y su aplicación en el diseño de edificios de acero en México.”*** Memorias X Simposio Internacional de Estructuras de Acero. Querétaro, Marzo de 2009.
- Gómez-Bernal, A., I. T. Martin del Campo, y H. Juárez García (2011). ***“Structural Behavior of Welded RHS Column-to-H Beam Connections Under Cyclic Loading”***. 6a European Conference on Steel and Composite Structures, EUROSTEEL 2011, August 31 - September 2, Budapest, Hungary.
- Goverdhan, A.V. ***“A collection of experimental moment-rotation curves and evaluation of prediction equations for semi-rigid connections”*** Ed. Vanderbilt University, 1983.
- Jack C. McCormac (2000), ***“Diseño de estructuras de acero método LRFD”*** 2ª Ed. Editorial Alfaomega, México D.F.
- Kato, B. y Hirose, A.: ***“Bolted tension flanges joining circular hollow section members”***. CIDECT report 8C-84/24-E.
- Kamba T. y H. Kanatani (1990), ***“Column to beam connections with exterior diaphragms”***, Kobe University, Architectural Institute of Japan, pp. 249-.
- Kishi, N., Chen, W.F., Goto, Y. y Matzuoka, G. (2003) ***“Design aid of semi-rigid connections from frame analysis”***. Engineering Journal/American Institute of steel construction.
- ***NSR-98 “Normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente”***, Decreto 34 de 1999, Tomo 1, Asociación colombiana de ingeniería sísmica.

- ***“Normas Técnicas Complementarias para el diseño y Construcción de Estructuras Metálicas”*** Gaceta oficial del Distrito Federal (2004) Tomo I No. 103-BIS pg. 195-282.
- Pachoumis, D.T., Galoussis, E.G., Kalfas, C.N. y Efthimiou, I.Z. (2010) ***“Cyclic performance of steel moment-resisting connections with reduced beam section – experimental analysis and finite element model simulation”***, Engineering Structures Vol. 32: 2683-2692
- Packer, J.A., Bruno, L. and Birkemoe, P.C.: ***“Limit analysis of bolted RHS flange plate joints, Journal of Structural Engineering”***, American Society of Civil Engineering, Vol. 115, No. 9, U.S.A., 1989.
- Tremblay R., Timler P., Bruneau, M. y Filiatrault A, (1995) ***“Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake”***, Can. J. Civ. Eng. Vol. 22: 338-360.
- Wardenier J. (2001), ***“Hollow sections in structural applications”***, Comité International pour le Développement et l’Etude de la Construction Tubulaire

ANEXO 1

DISEÑO DEL

DISPOSITIVO

El diseño se realizó con placas y perfiles estructurales **A36** con un esfuerzo de fluencia **$F_y=2530 \text{ Kg/cm}^2$** .

A continuación se muestran dibujos del dispositivo que se diseñó, éstos se realizaron en AUTOCAD 2010 (figura A.1.1).

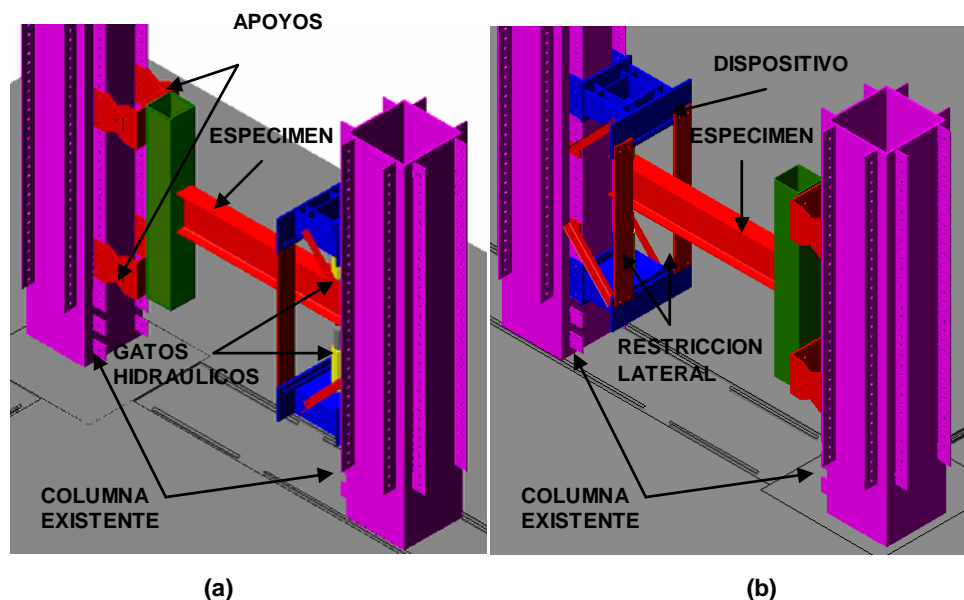


Figura.A.1.1. Isométrico del dispositivo

MODELO

El diseño del dispositivo donde se apoyarán los gatos, se realizó por medio de un análisis por elemento finito revisando los espesores de las placas propuestas con el programa STAAD Pro. 2003.

El modelo (Figura A.1.2) consiste en una estructura formada por placas de espesores entre 13mm y 25mm, que formarán parte del apoyo de los gatos, unos ángulos de lados iguales L1 3"x3"x1/2" que ayudarán a evitar desplazamientos verticales y absorber parte de la carga del gato, el dispositivo, también cuenta con unas placas laterales de 1" de espesor que ayudarán a restringir lateralmente la viga del espécimen para que no sufra pandeo lateral.

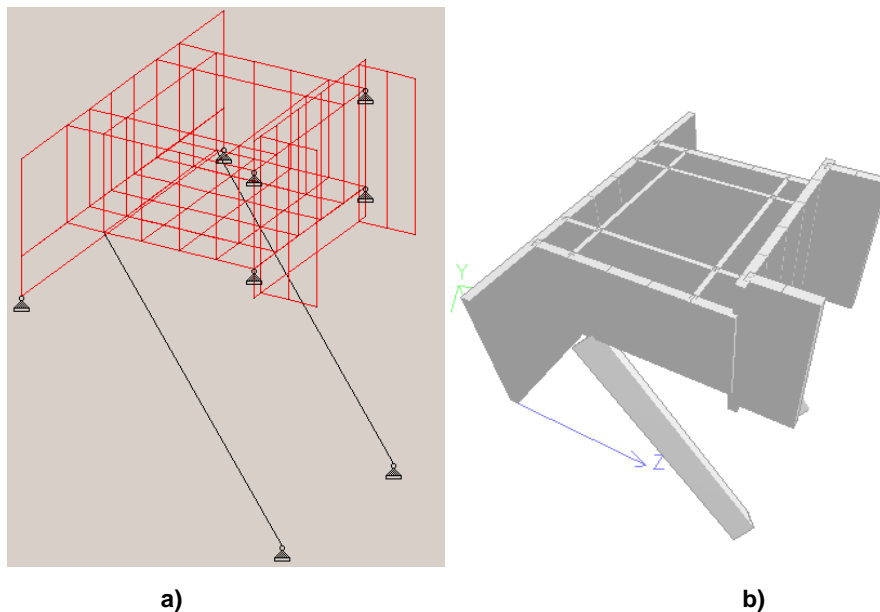


Figura A.1.2. Modelo de Elemento Finito

EL MODELO ES UN CAJON CON SOLO LA BASE Y SIN TAPA QUE EN SU INTERIOR CONSTA DE PLACAS QUE RIGIDIZAN LA ESTRUCTURA, CON LOS SIGUIENTES ESPESORES:

Para las placas que forman la placa base, las paredes, la placa frontal y posterior, son de espesor constante $e=2.22\text{cm}$ ($7/8"$) y las placas rigidizantes (interior del cajón) y las placas de soporte, son de espesor constante $e=1.27\text{cm}$. Los ángulos propuestos son ángulos de lados iguales $LI76\times 5\text{mm}$, los cuales se diseñarán en el programa (STAAD Pro).

Las cargas que se consideraron en el modelo son las que ejerce el gato hidráulico y estas dependen del nivel de carga que se le aplicará a los especímenes, para fines de diseño del dispositivo se tomó en cuenta la carga máxima a la que estará sujeta la viga ($P=24.50\text{ Ton}$)

RESULTADOS DEL ANALISIS

A continuación se presenta el archivo de resultados que arrojó el programa.

```
*****
*
*          STAAD.Pro
*          Version 2003      Bld 1001.US
*          Proprietary Program of
*          Research Engineers, Intl.
*          Date=      FEB 8, 2010
*          Time=      20:15:33
*
*          USER ID:
*****

1. STAAD SPACE
2. START JOB INFORMATION
3. JOB NAME TESIS DE MAESTRIA
4. JOB CLIENT I.T.M.F.
5. JOB NO DISPOSITIVO DE GATOS
6. ENGINEER NAME I.T.M.F.
7. CHECKER NAME A.G.B.
8. APPROVED NAME A.G.B.
9. ENGINEER DATE 18-SEP-08
10. CHECKER DATE 18-SEP-08
11. APPROVED DATE 18-SEP-08
12. END JOB INFORMATION
13. INPUT WIDTH 79
14. UNIT CM KG
15. JOINT COORDINATES
16. 1 0 0 0; 2 0 35.14 0; 3 93.82 0 0; 4 93.82 35.14 0; 5 20.95 10.14 0
17. 6 20.95 35.14 0; 7 72.86 10.14 0; 8 72.86 35.14 0; 9 20.95 10.14 50
18. 10 20.95 35.14 50; 11 72.86 10.14 50; 12 72.86 35.14 50; 13 20.95 42.64 50
19. 14 20.95 2.64 50; 15 72.86 42.64 50; 16 72.86 2.64 50; 17 24.15 42.64 50
20. 18 24.15 2.64 50; 19 69.66 42.64 50; 20 69.66 2.64 50; 21 24.15 42.64 57.5
21. 22 24.15 2.64 57.5; 23 69.66 42.64 57.5; 24 69.66 2.64 57.5; 25 24.15 42.64 65
22. 26 24.15 2.64 65; 27 69.66 42.64 65; 28 69.66 2.64 65; 29 0 10.14 0
23. 30 93.82 10.14 0; 31 24.15 35.14 50; 32 24.15 10.14 50; 33 69.66 35.14 50
24. 34 69.66 10.14 50; 35 31.332 10.14 0; 36 31.332 10.14 10; 37 20.95 10.14 10
25. 38 41.714 10.14 0; 39 41.714 10.14 10; 40 52.096 10.14 0; 41 52.096 10.14 10
26. 42 62.478 10.14 0; 43 62.478 10.14 10; 44 72.86 10.14 10; 45 31.332 10.14 20
27. 46 20.95 10.14 20; 47 41.714 10.14 20; 48 52.096 10.14 20; 49 62.478 10.14 20
28. 50 72.86 10.14 20; 51 31.332 10.14 30; 52 20.95 10.14 30; 53 41.714 10.14 30
29. 54 52.096 10.14 30; 55 62.478 10.14 30; 56 72.86 10.14 30; 57 31.332 10.14 40
30. 58 20.95 10.14 40; 59 41.714 10.14 40; 60 52.096 10.14 40; 61 62.478 10.14 40
31. 62 72.86 10.14 40; 63 31.332 10.14 50; 64 41.714 10.14 50; 65 52.096 10.14 50
32. 66 62.478 10.14 50; 67 20.95 -58.8 57.5; 68 72.86 -58.8 57.5
33. 69 31.332 35.14 0; 70 41.714 35.14 0; 71 52.096 35.14 0; 72 62.478 35.14 0
34. 73 72.86 35.14 10; 74 72.86 35.14 20; 75 72.86 35.14 30; 76 72.86 35.14 40
35. 77 20.95 35.14 10; 78 20.95 35.14 20; 79 20.95 35.14 30; 80 20.95 35.14 40
36. 81 62.478 35.14 50; 82 62.478 42.64 50; 83 31.332 35.14 50; 84 31.332 42.64 50
37. 85 52.096 42.64 50; 86 41.714 42.64 50; 87 52.096 35.14 50; 88 41.714 35.14 50
38. 89 31.332 35.14 10; 92 62.478 35.14 10; 93 31.332 35.14 40; 96 62.478 35.14 40
39. *****
40. *ELEMENTOS DE LOS ANGULOS
41. MEMBER INCIDENCES
42. 54 37 67; 55 44 68
43. *****
44. *ELEMENTOS PLACA
45. ELEMENT INCIDENCES SHELL
46. 11 29 2 6 5; 13 7 8 4 30; 14 1 29 30 3; 15 14 9 32 18; 16 9 10 31 32
47. 17 10 13 17 31; 18 20 34 11 16; 19 34 33 12 11; 20 33 19 15 12; 21 18 17 21 22
```

```

48. 22 22 21 25 26; 23 20 19 23 24; 24 24 23 27 28; 27 18 32 34 20; 29 5 35 36 37
49. 30 35 38 39 36; 31 38 40 41 39; 32 40 42 43 41; 33 42 7 44 43; 34 37 36 45 46
50. 35 36 39 47 45; 36 39 41 48 47; 37 41 43 49 48; 38 43 44 50 49; 39 46 45 51 52
51. 40 45 47 53 51; 41 47 48 54 53; 42 48 49 55 54; 43 49 50 56 55; 44 52 51 57 58
52. 45 51 53 59 57; 46 53 54 60 59; 47 54 55 61 60; 48 55 56 62 61; 49 58 57 63 9
53. 50 57 59 64 63; 51 59 60 65 64; 52 60 61 66 65; 53 61 62 11 66; 56 5 6 77 37
54. 57 37 77 78 46; 58 46 78 79 52; 59 52 79 80 58; 60 58 80 10 9; 64 40 71 72 42
55. 65 42 72 8 7; 66 7 8 73 44; 67 44 73 74 50; 68 50 74 75 56; 69 56 75 76 62
56. 70 62 76 12 11; 73 32 31 83 63; 74 31 17 84 83; 75 66 81 33 34; 76 81 82 19 33
57. 77 63 83 88 64; 78 83 84 86 88; 79 64 88 87 65; 80 88 86 85 87; 81 65 87 81 66
58. 82 87 85 82 81; 83 35 69 89 36; 84 42 72 92 43; 85 37 77 89 36; 86 36 89 92 43
59. 87 43 92 73 44; 88 58 80 93 57; 89 57 93 96 61; 90 61 96 76 62; 91 36 89 93 57
60. 92 43 92 96 61; 93 57 93 83 63; 94 61 96 81 66; 95 5 6 69 35; 96 35 69 70 38
61. 97 38 70 71 40
62. *****
63. *MATERIAL A UTILIZAR
64. DEFINE MATERIAL START
65. ISOTROPIC STEEL
66. E 2.09042E+006
67. POISSON 0.3
68. DENSITY 0.00783341
69. ALPHA 6.5E-006
70. DAMP 0.03
71. END DEFINE MATERIAL
72. *****
73. CONSTANTS
74. BETA 45 MEMB 54 55
75. MATERIAL STEEL ALL
76. *****
77. *****ASIGNACION DE PROPIEDADES A LOS ELEMENTOS*****
78. *****
79. MEMBER PROPERTY AMERICAN
80. 54 55 TABLE ST L30308
81. ELEMENT PROPERTY
82. *PAREDES
83. 27 56 TO 60 64 TO 70 95 TO 97 THICKNESS 2.22
84. *PLACA POSTERIOR
85. 15 TO 20 73 TO 82 THICKNESS 2.22
86. *PLACAS RIGIDIZANTES
87. 83 TO 94 THICKNESS 1.27
88. *PLACA BASE
89. 29 TO 53 THICKNESS 2.22
90. *PLACA FRONTAL
91. 11 13 14 THICKNESS 2.22
92. *PLACAS DE APOYO
93. 21 TO 24 THICKNESS 2.54
94. *****
95. *****TIPO DE SOPORTES A UTILIZAR (CONDICIONES DE FRONTERA)*****
96. *****
97. SUPPORTS
98. 1 3 9 TO 12 67 68 PINNED
99. *1 3 ENFORCED BUT FY
100. MEMBER TRUSS
101. 54 55 (ANGULOS, TRABAJAN SOLO A TENSION O A COMPRESION)
102. *****
103. *****CARGAS PRIMARIAS*****
104. *****
105. LOAD 1 PESO PROPIO DEL DISPOSITIVO
106. SELFWEIGHT Y 1
107. LOAD 2 PESO DE LAS PLACAS ESTABILIZADORAS (PLACAS QUE PROPORCIONAN RESTRICCION
    LATERAL AL ESPECIMEN)
108. ELEMENT LOAD
109. 14 PR GY 33.57 5 -39.85
110. 14 PR GY 33.57 5 39.85
111. *14 PR GX -2000 -5 -39.85
112. LOAD 3 CARGA PRODUCIDA POR EL GATO (CV)
113. ELEMENT LOAD
114. 35 TO 37 40 TO 42 45 TO 47 PR -26.78
115. *****
116. *****COMBINACION DE CARGAS SIN FACTORIZAR*****
117. *****

```

```

118. LOAD 4 1.0 (CM+CV)
119. REPEAT LOAD
120. 1 1.0 2 1.0 3 1.0
121. *****
122. *****COMBINACION DE CARGAS FACTORIZADAS*****
123. *****
124. LOAD 5 (1.0CM+1.4CV)
125. REPEAT LOAD
126. 1 1.0 2 1.0 3 1.4
127. *****
128. *****PARAMETROS DE DISEÑO*****
129. *****
130. PERFORM ANALYSIS

```

P R O B L E M S T A T I S T I C S -----

```

NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS =    92/    78/    8
ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH=    72/    24/   144 DOF
TOTAL PRIMARY LOAD CASES =    5, TOTAL DEGREES OF FREEDOM =   546
SIZE OF STIFFNESS MATRIX =    79 DOUBLE KILO-WORDS
REQRD/AVAIL. DISK SPACE =   13.3/ 37489.1 MB,  EXMEM = 1276.2 MB

```

```

ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 4 AT JOINT    67 EQN.NO.    139
  LOADS APPLIED OR DISTRIBUTED HERE FROM ELEMENTS WILL BE IGNORED.
  THIS MAY BE DUE TO ALL MEMBERS AT THIS JOINT BEING RELEASED OR
  EFFECTIVELY RELEASED IN THIS DIRECTION.
ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 5 AT JOINT    67 EQN.NO.    140
ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 6 AT JOINT    67 EQN.NO.    141
ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 4 AT JOINT    68 EQN.NO.    208
ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 5 AT JOINT    68 EQN.NO.    209
ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 6 AT JOINT    68 EQN.NO.    210

```

```

131. LOAD LIST 1 TO 5
132. PRINT SUPPORT REACTION

```

		SUPPORT		REACTION			
SUPPORT REACTIONS		-UNIT KG	CM	STRUCTURE TYPE = SPACE			

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
1	1	-9.17	-6.04	0.11	0.00	0.00	0.00
	2	-7.33	-1.04	0.05	0.00	0.00	0.00
	3	-802.23	-188.79	10.09	0.00	0.00	0.00
	4	-1908.66	-2011.81	17.90	0.00	0.00	0.00
	5	-2229.55	-2087.33	21.93	0.00	0.00	0.00
3	1	9.17	-6.04	0.11	0.00	0.00	0.00
	2	7.33	-1.05	0.05	0.00	0.00	0.00
	3	802.34	-188.69	10.08	0.00	0.00	0.00
	4	1908.77	-2013.13	17.88	0.00	0.00	0.00
	5	2229.71	-2088.60	21.92	0.00	0.00	0.00
9	1	-13.52	-34.69	45.01	0.00	0.00	0.00
	2	-5.84	1.14	23.37	0.00	0.00	0.00
	3	-1885.56	-3025.42	4970.90	0.00	0.00	0.00
	4	-2774.42	-2888.84	8516.17	0.00	0.00	0.00
	5	-3528.65	-4099.01	10504.53	0.00	0.00	0.00
10	1	6.13	-60.43	-67.83	0.00	0.00	0.00
	2	0.35	-15.49	-35.94	0.00	0.00	0.00
	3	921.48	-6174.02	-7132.70	0.00	0.00	0.00
	4	980.34	-8554.68	-12584.32	0.00	0.00	0.00
	5	1348.93	-11024.29	-15437.40	0.00	0.00	0.00
11	1	13.52	-34.69	45.01	0.00	0.00	0.00
	2	5.84	1.14	23.37	0.00	0.00	0.00
	3	1885.46	-3025.39	4970.85	0.00	0.00	0.00

	4	2774.32	-2888.82	8515.70	0.00	0.00	0.00
	5	3528.50	-4098.98	10504.04	0.00	0.00	0.00
12	1	-6.13	-60.43	-67.83	0.00	0.00	0.00
	2	-0.35	-15.49	-35.94	0.00	0.00	0.00
	3	-921.50	-6174.16	-7132.90	0.00	0.00	0.00
	4	-980.34	-8554.51	-12583.83	0.00	0.00	0.00
	5	-1348.94	-11024.18	-15436.98	0.00	0.00	0.00
67	1	0.00	-38.79	22.72	0.00	0.00	0.00
	2	0.00	-18.18	12.52	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	-3123.08	2151.81	0.00	0.00	0.00
	4	0.00	-5884.38	4050.36	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	-7133.61	4911.08	0.00	0.00	0.00
68	1	0.00	-38.79	22.72	0.00	0.00	0.00
	2	0.00	-18.17	12.52	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	-3123.14	2151.86	0.00	0.00	0.00
	4	0.00	-5884.05	4050.13	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	-7133.31	4910.88	0.00	0.00	0.00

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

133. PARAMETER

134. CODE LRF3

135. BEAM 1 ALL

136. RATIO 1 ALL

137. FYLD 2530 ALL

138. CHECK CODE ALL

-----STEEL DESIGN

STAAD.Pro CODE CHECKING - (LRF3)

ALL UNITS ARE - KG CM (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
=====					
54	ST L30 308	PASS	TENSION	0.214	5
		8660.66 T	0.00	0.00	83.72
55	ST L30 308	PASS	TENSION	0.214	5
		8660.30 T	0.00	0.00	83.72

***** END OF TABULATED RESULT OF DESIGN *****

139. STEEL TAKE OFF

STEEL TAKE-OFF

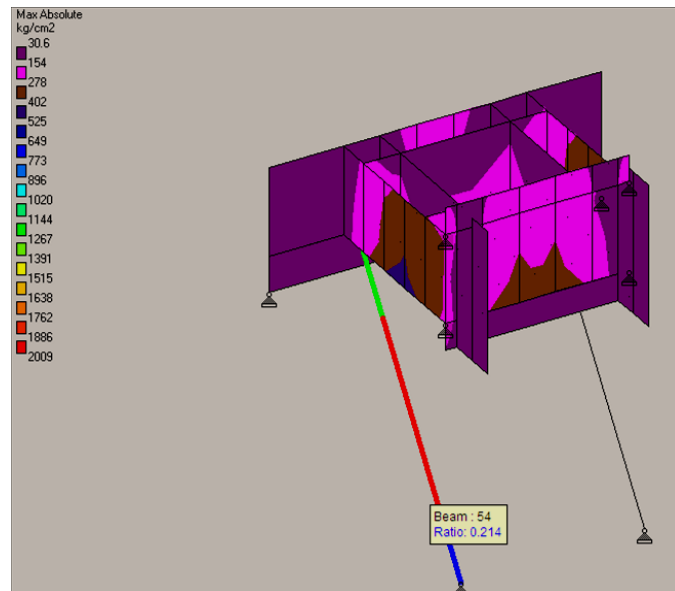
PROFILE	LENGTH (CM)	WEIGHT (KG)
ST L30 308	167.44	23.271
PRISMATIC STEEL	0.00	0.000

	TOTAL =	23.271

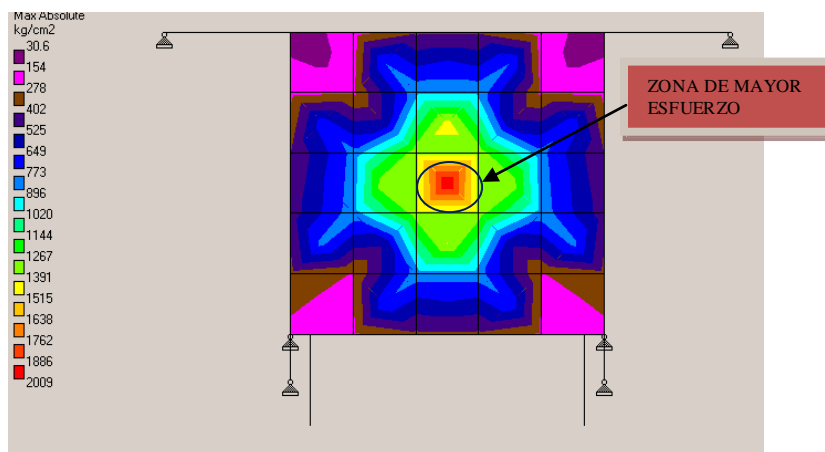
***** END OF DATA FROM INTERNAL STORAGE *****

140. FINISH

Las figuras A.1.3a y A.1.3b mostradas abajo, esquematizan los contornos de colores de la distribución de esfuerzos a los que está sujeto el dispositivo:



a)



b)

Figura. A.1.3. Esfuerzo máximos del dispositivo

Se puede observar, como se esperaba, que la zona más esforzada es la del centro de la placa tapa del dispositivo, en donde la carga del gato actúa directamente, teniendo un esfuerzo máximo de 2009 Kg/cm², el cual es inferior al

de fluencia del acero de 2530 Kg/cm², por lo que el espesor de placas propuesto es satisfactorio. También se observa que los ángulos trabajan al 21.4% de su capacidad, lo cual es satisfactorio. Se pudiera proponer un ángulo menor, pero se deja esa capacidad para necesidades de pruebas futuras.

- **REVISION DE LOS TORNILLOS QUE SUJETAN A LOS ANGULOS**

POR CORTANTE:

Tu2 := 12558 lb (ELEMENTO MECANICO DEL STAAD Pro)

TORNILLO A325-N

RESISTENCIA DEL TORNILLO A CORTANTE

Por lo que se utilizará un diámetro de 7/8"

$$\text{dr} := 0.875 \text{ in} \quad \text{Abr} := \pi \cdot \frac{\text{dr}^2}{4} = 0.601 \text{ in}^2 \quad \text{m} := 1 \quad \text{Fn} = 4.8 \times 10^4 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

N := 1 Número de tornillos

$$\phi R_{nr} := \phi \cdot N \cdot \text{Fn} \cdot \text{m} \cdot \text{Abr} = 2.526 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$\text{FS} := \frac{\phi R_{nr}}{\text{Tu2}} = 2.011$$

- **REVISION DEL ANGULO POR DESGARRE Y APLASTAMIENTO**

Lc := 2.5 in Distancia al borde

tr := 0.5 in Espesor del ángulo

$$\phi := 0.75$$

$$\phi R_n = 1.2 \cdot L_c \cdot \text{tr} \cdot F_u$$

$$\phi R_n := 1.2 \cdot L_c \cdot \text{tr} \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 8.7 \times 10^4 \frac{\text{lb}}{\text{tornillo}}$$

N := 1 Número de tornillos

$$\phi R_{nt \ 2} := \phi \cdot N \cdot \phi R_n$$

$$\phi R_{nt \ 2} = 6.525 \times 10^4 \text{ lb}$$

Resistencia total: $\phi R_{ntot} := \phi R_{nt \ 2}$

$$\phi R_{ntot} = 6.525 \times 10^4$$

$$\text{FS} := \frac{\phi R_{ntot}}{\text{Tu2}} = 5.196$$

- **REVISION DEL ANGULO A TENSION POR FLUENCIA**

$$\phi_t := 0.9$$

$$A_g := 1.09 \text{ in}^2$$

$$\phi P_n := \phi_t \cdot F_y \cdot A_g$$

$$\phi P_n = 3.532 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$FS := \frac{\phi P_n}{T_u2} = 2.812$$

- **REVISION DEL ANGULO POR FRACTURA EN EL AREA NETA**

$$\phi_t := 0.75 \quad U := 0.75$$

$$\phi P_n = \phi_t \cdot F_u \cdot A_e \quad A_e = U \cdot A_n$$

$$\phi P_n = \phi_t \cdot F_u \cdot U \cdot A_n \quad A_n = A_g - A_a$$

$$A_a := t_r \cdot \left(d_r + \frac{1}{8} \right) \quad A_a = 0.5 \text{ in}^2 \quad A_n := A_g - A_a = 0.59 \text{ in}^2$$

Por lo que la resistencia de la placa seria

$$\phi P_n := \phi_t \cdot F_u \cdot U \cdot A_n$$

$$\phi P_n = 1.925 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$FS_3 := \frac{\phi P_n}{T_u2} = 1.533$$

- **REVISION DEL ANGULO POR BLOQUE DE CORTANTE**

$$d_t := 1.2 \text{ in (LONG. PIERNA-GRAMIL)}$$

$$d_h := 2.5 \text{ in}$$

$$A_{nt} := d_t \cdot t_r - 0.5 t_r \cdot \left(d_r + \frac{1}{8} \right) \quad A_{nt} = 0.35 \text{ in}^2$$

$$A_{tt} := d_t \cdot t_r = 0.6 \text{ in}^2$$

$$A_{tc} := d_h \cdot t_r = 1.25 \text{ in}^2$$

$$A_{nc} := d_h \cdot t_r - 0.5 t_r \cdot \left(d_r + \frac{1}{8} \right) \quad A_{nc} = 1 \text{ in}^2$$

$$F_u \cdot A_{nt} = 2.03 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$0.6 \cdot F_u \cdot A_{nc} = 3.48 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$\phi R_{n1} := \phi_t \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot A_{tc} + F_u \cdot A_{nt}) = 3.547 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$\phi R_{n2} := \phi_t \cdot (0.6 \cdot F_u \cdot A_{nc} + F_y \cdot A_{tt}) = 4.23 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$\phi R_n := \begin{cases} \phi R_{n1} & \text{if } F_u \cdot A_{nt} \geq 0.6 F_u \cdot A_{nc} \\ \phi R_{n2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi R_n = 4.23 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$FS_6 := \frac{\phi R_n}{T_u2} = 3.368$$

- **REVISION DE LA PLACA FRONTAL POR DESGARRE**

$$V_u := 6.154 \times 10^3 \text{ lb} \quad \text{Cortante Actuante}$$

$$L_c := 2.35 \text{ in} \quad \text{Distancia al borde}$$

$$t_r := 0.875 \text{ in} \quad \text{Espesor de la placa a revisar}$$

$$\phi := 0.75$$

$$\phi R_n = 1.0 \cdot L_c \cdot t_r \cdot F_u$$

$$\phi R_n := 1.0 \cdot L_c \cdot t_r \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 1.193 \times 10^5 \frac{\text{lb}}{\text{tornillo}}$$

$$N := 1 \quad \text{Número de tornillos}$$

$$\phi R_{nt} := \phi \cdot N \cdot \phi R_n$$

$$\phi R_{nt} = 8.945 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$FS := \frac{\phi R_{nt}}{V_u} = 14.535$$

Se hizo una revisión de las pestañas de las columnas existentes, para verificar que fueran suficientes para resistir las cargas a las que van a estar sometidas durante las pruebas.

REVISION DE LOS TORNILLOS DE LA PLACA

REVISION DEL CORTATE EXCENTRICO POR EL METODO DEL CENTRO INSTANTANEO DE ROTACION (RESISTENCIA ULTIMA)

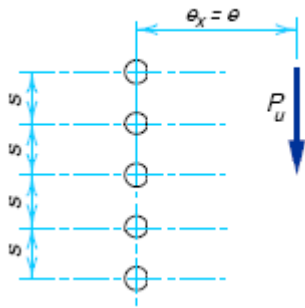
$$\phi R_{nc} = C \cdot \phi R_n \quad \text{Cortante resistente}$$

$$T_u := 53000 \text{ lb} \quad \text{Cortante actuante}$$

UTILIZANDO LA TABLA 8-18 DEL LRFD

Para un ángulo de 0° , se tiene

para $s=3\text{in}$



ex	C	
9	1.21	$x := 1.108$
9.85	x	
10	1.09	

para $s=6\text{in}$

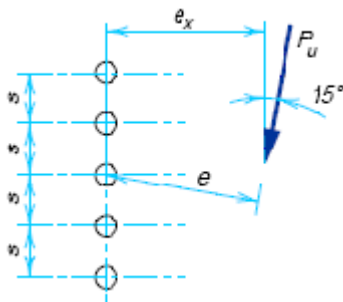
ex	C	
9	2.17	$x := 2.085$
9.85	x	
10	2.01	

Interpolando para la separación de los barrenos, tenemos

s	C	
3	1.108	$C := 1.385$
3.85	C	
6	2.085	

Para un ángulo de 15° , se tiene

para $s=3\text{in}$



ex	C	
9	1.22	$x := 1.118$
9.85	x	
10	1.10	

para $s=6\text{in}$

ex	C	
9	2.16	$x := 2.024$
9.85	x	
10	2.0	

Interpolando para la separación de los barrenos, tenemos

s	C
3	1.118
3.85	C
6	2.024

$C := 1.375$

Interpolando para encontrar el valor de C para un ángulo de 11.62°

ángulo	C
0°	1.385
11.62°	C
15°	1.375

$C := 1.378$

CALCULO DE LA RESISTENCIA

$$\phi R_n := \phi R_n = 1.193 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$\phi R_{nc} := C \cdot \phi R_n$$

$$\phi R_{nc} = 1.643 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$FS_{15} := \frac{\phi R_{nc}}{T_u} = 3.101$$

- DISEÑO DE LA PLACA QUE PROPORCIONA RESTRICCIÓN LATERAL**

PARA UN ÁNGULO DE 10°, TENEMOS LA SIGUIENTE COMPONENTE HORIZONTAL

$$\alpha := 10^\circ \quad P := 2.411 \times 10^4 \text{ kg} \quad d := 0.402844 \text{ m} \quad (\text{Peralte de la viga})$$

$$P_u := P \cdot \sin\left(\alpha \cdot \frac{\pi}{180}\right) \quad P_u = 4.187 \times 10^3 \text{ kg}$$

LA COMPONENTE P_u , PRODUCE UNA TORSIÓN EN LA VIGA DE:

$$T := P_u \cdot d \quad T = 1.687 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

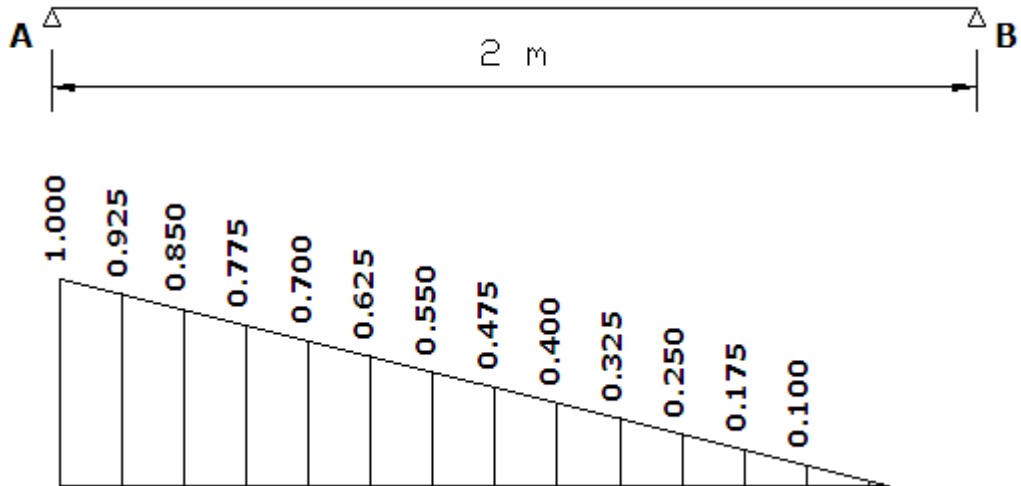
CALCULO DE LA FUERZA QUE SE GENERA EN CADA PATIN DEBIDO A LA TORSION:

$$F_p := \frac{T}{d} \quad F_p = 4.187 \times 10^3 \text{ kg}$$

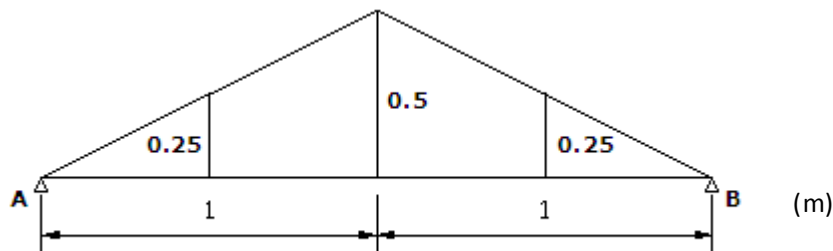
CORTANTE MAXIMO

El cortante máximo se encuentra en los apoyos

LINEA DE INFLUENCIA DE LA REACCION A



LINEA DE INFLUENCIA DEL MOMENTO EN EL CENTRO DEL CLARO



Cortante máximo:

$$V_{\max} := (1) \cdot (F_p) \quad V_{\max lb} := 2.205 \cdot V_{\max}$$

$$V_{\max lb} = 9.232 \times 10^3 \text{ lb}$$

Momento máximo:

$$M_{\max} := 0.5 \cdot F_p \quad M_{\max lb} := 86.8 \cdot M_{\max}$$

$$M_{\max lb} = 1.817 \times 10^5 \text{ lb} \cdot \text{in}$$

Cortante de diseño:

$$V_u := 1.6 \cdot V_{\max lb}$$

$$V_u = 1.477 \times 10^4 \text{ lb}$$

Momento de diseño:

$$M_u := 1.6 \cdot M_{\max lb}$$

$$M_u = 2.907 \times 10^5 \text{ lb} \cdot \text{in}$$

- **REVISION DE LA PLACA PROPUESTA**

UTILIZAREMOS ACERO A36

$$F_y := 36000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

$$F_u := 58000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

$$E := 29000000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

- **POR FLEXIÓN**

$$t := 1 \text{ in}$$

$$L_b := 61.53 \text{ in} \quad (2\text{m de longitud de la placa})$$

$$d := 7.874 \text{ in}$$

$$\phi_f := 0.9$$

$$A_w := d \cdot t$$

$$A_w = 7.874 \text{ in}^2$$

$$I_x := \frac{1}{12} \cdot t \cdot d^3$$

$$I_x = 40.682 \text{ in}^4$$

$$c := \frac{d}{2}$$

$$c = 3.937 \text{ in}$$

$$S_x := \frac{I_x}{c}$$

$$S_x = 10.333 \text{ in}^3$$

$$\lambda_i := \frac{0.08 \cdot E}{F_y}$$

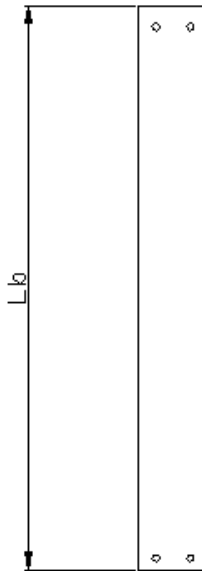
$$\lambda_i = 64.444$$

$$\lambda := \frac{L_b \cdot d}{t^2}$$

$$\lambda = 484.487$$

$$\lambda_s := 1.9 \cdot \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_s = 1.531 \times 10^3$$



MOMENTO RESISTENTE POR PANDEO POR TORSION LATERAL

COMO SE CUMPLE LA SIGUIENTE CONDICION:

$$\frac{0.08 \cdot E}{F_y} < \frac{L_b \cdot d}{t^2} \leq 1.9 \cdot \frac{E}{F_y}$$

$$M_n = C_b \cdot \left[1.52 - 0.274 \cdot \left(\frac{L_b \cdot d}{t^2} \right) \cdot \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p$$

$$C_b := 1.0 \quad (\text{POR SER MAS CONSERVADOR})$$

$$M_y := S_x \cdot F_y$$

$$M_y = 3.72 \times 10^5 \text{ lb} \cdot \text{in}$$

$$M_{n1} := C_b \cdot \left[1.52 - 0.274 \cdot \left(\frac{L_b \cdot d}{t^2} \right) \cdot \frac{F_y}{E} \right] \cdot M_y$$

$$M_{n1} = 5.041 \times 10^5 \text{ lb}\cdot\text{in}$$

$$M_p := 1.5 \cdot M_y$$

$$M_p = 5.58 \times 10^5 \text{ lb}\cdot\text{in}$$

$$M_n := \begin{cases} M_{n1} & \text{if } M_{n1} \leq M_p \\ M_p & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_n = 5.041 \times 10^5 \text{ lb}\cdot\text{in}$$

$$M_r := \phi_f \cdot M_n$$

$$M_r = 4.537 \times 10^5 \text{ lb}\cdot\text{in}$$

$$FS := \frac{M_r}{M_u} = 1.561$$

POR CORTANTE

$$\phi_v := 0.9 \quad \frac{d}{t} = 7.874 \quad kv := 5 \quad \text{ALMAS NO ATIESADAS CON } d/t < 260$$

$$\lambda_v := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{F_y}}$$

$$\lambda_v = 69.811$$

$$\text{como } \frac{d}{t} < 1.1 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{F_y}}$$

$$C_v := 1$$

$$V_r := \phi_v \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$V_r = 1.531 \times 10^5$$

$$FS := \frac{V_r}{V_u} = 10.363$$

• REVISION POR DESGARRE DE LA PLACA (DEBIDA A TENSION)

DEBIDO A LA CARGA DEL GATO:

$$T_u := 11852.60 \text{ lb} \quad \text{Tensión Actuante} \quad (\text{OBTENIDO DEL STAAD PRO 2003})$$

$$L_c := 1.97 \text{ in} \quad \text{Distancia al borde}$$

$$t_r := 1 \text{ in} \quad \text{Espesor de la placa a revisar}$$

$$\phi := 0.75$$

$$\phi R_n = 1.2 \cdot L_c \cdot t_r \cdot F_u$$

$$\phi R_n := 1.2 \cdot L_c \cdot t_r \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 1.371 \times 10^5 \frac{\text{lb}}{\text{tornillo}}$$

$$N := 2 \quad \text{Número de tornillos}$$

$$\phi R_{nt} := \phi \cdot N \cdot \phi R_n$$

$$\phi R_{nt} = 2.057 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$FS := \frac{\phi R_{nt}}{T_u} = 17.352$$

- **REVISION POR FLUENCIA**

$$A_g := t \cdot d \quad \phi_v = 0.9$$

$$A_g = 7.874 \text{ in}$$

$$\phi_{Rn} := \phi_v \cdot A_g \cdot F_y$$

$$\phi_{Rn} = 2.551 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$FS := \frac{\phi_{Rn}}{T_u} = 21.524$$

- **REVISION POR FRACTURA EN EL AREA NETA**

PLACA EN EL EXTREMO DE LA COLUMNA DEL ESPECIMEN

$$\phi_t := 0.75 \quad U := 0.85 \quad dr := 0.875 \text{ in (diámetro del tornillo)}$$

$$\phi_{Pn} = \phi_t \cdot F_u \cdot A_e \quad A_e = U \cdot A_n \quad N := 2 \text{ (número de tornillos)}$$

$$\phi_{Pn} = \phi_t \cdot F_u \cdot U \cdot A_n \quad A_n = A_g - A_a$$

$$A_a := t \cdot N \cdot \left(dr + \frac{1}{8} \right) \quad A_a = 2 \text{ in}^2 \quad A_n := A_g - A_a = 5.874 \text{ in}^2$$

Por lo que la resistencia de la placa seria

$$\phi_{Pn} := \phi_t \cdot F_u \cdot U \cdot A_n$$

$$\phi_{Pn} = 2.172 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$FS := \frac{\phi_{Pn}}{T_u} = 18.324$$

- **REVISION POR APLASTAMIENTO Y DESGARRE DE LA PLACA (POR CORTANTE)**

$$V_u = 1.477 \times 10^4 \text{ lb} \quad \text{Cortante Actuante}$$

$$L_c := 3.125 \text{ in} \quad \text{Distancia a paño entre agujeros}$$

$$t := 1 \text{ in} \quad \text{Espesor de la placa a revisar}$$

$$\phi_{Rn} = 2.4 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi_{Rn} := 2.4 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi_{Rn} = 4.35 \times 10^5 \text{ lb tornillo}$$

$N := 1$ Número de tornillos

$$\phi Rnt_1 := \phi \cdot N \cdot \phi Rn$$

$$\phi Rnt_1 = 3.263 \times 10^5 \text{ lb}$$

$Lc := 1.56$ in Distancia al borde

$tr := 1$ in Espesor de la placa a revisar

$$\phi := 0.75$$

$$\phi Rn = 1.2 \cdot Lc \cdot tr \cdot Fu$$

$$\phi Rn := 1.2 \cdot Lc \cdot tr \cdot Fu$$

$$\phi Rn = 1.086 \times 10^5 \frac{\text{lb}}{\text{tornillo}}$$

$N := 1$ Número de tornillos

$$\phi Rnt_2 := \phi \cdot N \cdot \phi Rn$$

$$\phi Rnt_2 = 8.143 \times 10^4 \text{ lb}$$

Resistencia total: $\phi Rntot := \phi Rnt_1 + \phi Rnt_2$

$$\phi Rntot = 4.077 \times 10^5$$

$$FS := \frac{\phi Rntot}{Vu} = 27.601$$

- **REVISION DE LOS TORNILLOS**

SE UTILIZARAN TORNILLOS A325-N

$$\phi := 0.875 \quad F_n := 48000 \quad \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

$N := 2$ Número de tornillos

$dr := 0.75$ in Diámetro de los tornillos

$m := 1$ Planos de corte

$$Abr := \pi \cdot \frac{dr^2}{4} = 0.442 \text{ in}^2$$

RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS

$$Vu := \sqrt{Vu^2 + Tu^2}$$

$$Vu = 1.894 \times 10^4 \text{ lb} \quad \text{Cortante actuante}$$

$$\phi R_{nr} := \phi \cdot F_n \cdot m \cdot A_{br} = 1.856 \times 10^4$$

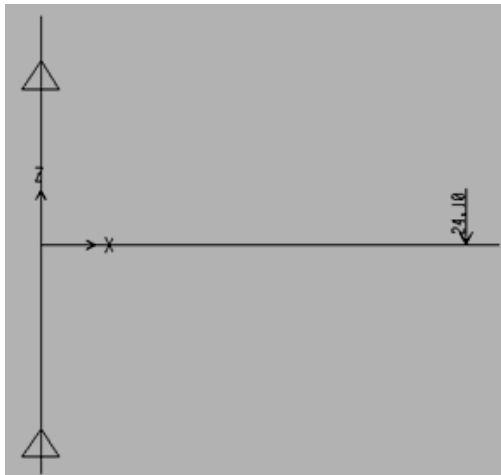
$$\phi R_n := \phi \cdot N \cdot \phi R_{nr}$$

$$\phi R_n = 3.247 \times 10^4$$

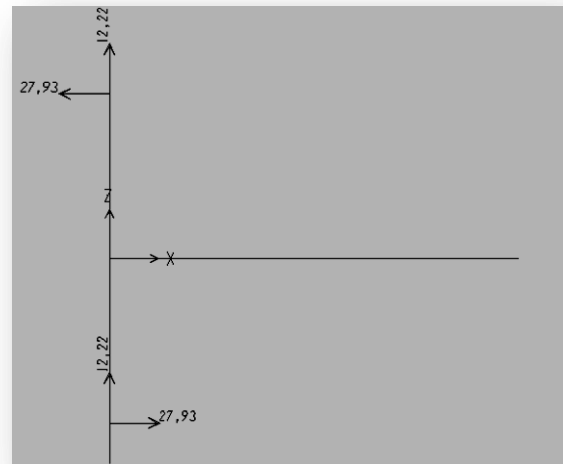
$$FS := \frac{\phi R_n}{V_u} = 1.715$$

DISEÑO DE LOS APOYOS

La viga de los especímenes estarán sujetas a una carga $P=24.10$ ton (a esta carga se espera que se plastifique la viga), a una distancia del paño de la columna de 185cm, por lo que haciendo una análisis en el programa SAP2000 nonlinear, y considerando el peso propio del espécimen, obtenemos reacciones (figura A.1.5b) con las cuales diseñamos los apoyos que se colocarán en una de las columnas existentes del laboratorio de estructuras, en donde se montarán los especímenes.



a)



b)

Figura. A.1.5. Carga y reacciones para diseño de apoyos

- **CALCULO DEL DIAMETRO REQUERIDO PARA EL APOYO ARTICULADO**

UTILIZAREMOS TORNILLOS A325-N

$$T_x := 27.93 \quad \text{Ton} \quad \text{ELEMENTOS MECANICOS ACTUANTES (SAP2000)}$$

$$T_y := 12.22 \quad \text{Ton}$$

$$TR := \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

$$TR = 30.486 \quad \text{Ton} \quad TRlb := 2205 \cdot TR \quad TRlb = 6.722 \times 10^4 \quad lb$$

RESISTENCIA A CORTANTE DE UN TORNILLO A325-N

$$\phi := 0.75 \quad F_n := 48000 \quad \frac{lb}{in^2} \quad \phi R_n := TRlb = 6.722 \times 10^4 \quad lb \quad m := 2$$

$\phi R_n = \phi \cdot F_n \cdot m \cdot A_b$ despejando A_b , entonces el área requerida de los tornillos

$$A_b := \frac{\phi R_n}{\phi \cdot m \cdot F_n} \quad A_b = 0.934 \quad in^2$$

DIAMETRO REQUERIDO

$$A_b = \pi \cdot \frac{d^2}{4} \quad d := \sqrt{\frac{4 \cdot A_b}{\pi}} \quad d = 1.09 \quad in \quad d := 2.54 \cdot d \quad d = 2.769 \quad cm$$

El factor de seguridad que se empleará en el diseño del dispositivo será de 1.5 en todos los ca

Por lo que se utilizará un diámetro de 1 1/2"

$$d_r := 1.5 \quad in \quad A_{br} := \pi \cdot \frac{d_r^2}{4} = 1.767 \quad in^2$$

- **REVISION DE LA RESISTENCIA DEL TORNILLO PROPUESTO**

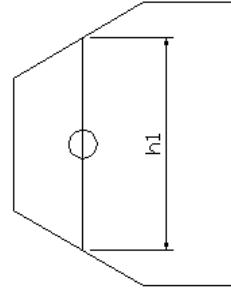
$$\phi R_{nr} := \phi \cdot F_n \cdot m \cdot A_{br} = 1.272 \times 10^5 \quad lb$$

$$FS_1 := \frac{\phi R_{nr}}{TRlb} = 1.893$$

- **DISEÑO DE LAS PLACAS DEL APOYO**

PARA LAS PLACAS SE UTILIZARA ACERO A36

$$F_y := 36000 \quad \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad F_u := 58000 \quad \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$



CONSIDERANDO QUE LA TENSION SE REPARTE ENTRE DOS PLACAS:

$$T_u := \frac{TR}{2} \quad T_u = 15.243 \quad \text{Ton} \quad T_{ulb} := 2205 \cdot T_u \quad T_{ulb} = 3.361 \times 10^4 \quad \text{lb}$$

$$h_1 := 11.81 \quad \text{in}$$

- **DISEÑO DE LA PLACA DEL EXTREMO DE LA COLUMNA DEL ESPECIMEN POR FLUENCIA**

$$\phi_t := 0.9 \quad \phi P_n = \phi_t \cdot F_y \cdot A_g \quad \phi P_n := T_{ulb}$$

De la expresión anterior podemos encontrar el área requerida

$$A_g := \frac{\phi P_n}{\phi_t \cdot F_y} \quad A_g = 1.037 \quad \text{in}^2$$

$$A_g = h_1 \cdot t \quad \text{POR LO QUE} \quad t := \frac{A_g}{h_1} \quad t = 0.088 \quad \text{in}$$

PROPONEMOS UN ESPESOR DE $t_r := 0.5 \quad \text{in}$

- **REVISION DE LA PLACA DEL EXTREMO DE LA COLUMNA EXISTENTE POR FLUENCIA**

$$T_{u2} := \frac{T_{ulb}}{2} = 1.681 \times 10^4 \quad \text{lb} \quad t_2 := 0.5 \quad \text{in} \quad h_2 := 9.02 \quad \text{in}$$

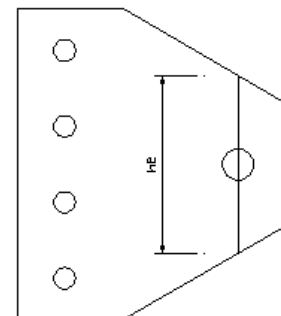
$$A_{g2} := t_2 \cdot h_2$$

$$\phi P_{n2} := \phi_t \cdot F_y \cdot A_{g2}$$

$$A_{g2} = 4.51 \quad \text{in}^2$$

$$\phi P_{n2} = 1.461 \times 10^5 \quad \text{lb}$$

$$FS_2 := \frac{\phi P_{n2}}{T_{u2}} = 8.695$$



- REVISION DE LAS PLACAS POR FRACTURA EN EL AREA NETA

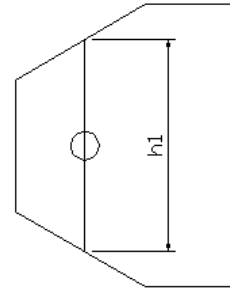
PLACA EN EL EXTREMO DE LA COLUMNA DEL ESPECIMEN

$$\phi_t := 0.75 \quad U := 0.85 \quad Agr := tr \cdot h_1 = 5.905 \quad \text{in}^2$$

$$\phi P_n = \phi_t \cdot F_u \cdot A_e \quad A_e = U \cdot A_n$$

$$\phi P_n = \phi_t \cdot F_u \cdot U \cdot A_n \quad A_n = Agr - A_a$$

$$A_a := tr \cdot \left(dr + \frac{1}{8} \right) \quad A_a = 0.813 \quad \text{in}^2 \quad A_n := Agr - A_a = 5.093 \quad \text{in}^2$$



Por lo que la resistencia de la placa seria

$$\phi P_n := \phi_t \cdot F_u \cdot U \cdot A_n$$

$$\phi P_n = 1.883 \times 10^5$$

lb

$$FS_3 := \frac{\phi P_n}{T_{ulb}} = 5.602$$

PLACA EN EL EXTREMO DE LA COLUMNA EXISTENTE

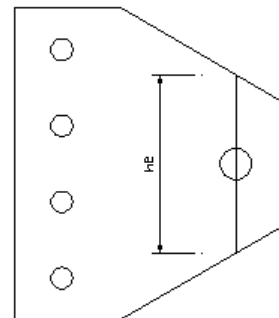
Para la zona del tornillo de la articulación

$$Agr := t_2 \cdot h_2 = 4.51 \quad \text{in}^2$$

$$\phi P_n = \phi_t \cdot F_u \cdot A_e \quad A_e = U \cdot A_n$$

$$\phi P_n = \phi_t \cdot F_u \cdot U \cdot A_n \quad A_n = Agr - A_a$$

$$A_a := t_2 \cdot \left(dr + \frac{1}{8} \right) \quad A_a = 0.813 \quad \text{in}^2 \quad A_n := Agr - A_a = 3.697 \quad \text{in}^2$$



Por lo que la resistencia de la placa seria

$$\phi P_n := \phi_t \cdot F_u \cdot U \cdot A_n$$

$$\phi P_n = 1.367 \times 10^5$$

lb

$$FS_4 := \frac{\phi P_n}{T_{u2}} = 8.135$$

Para la zona de los cuatro tornillos en el extremo

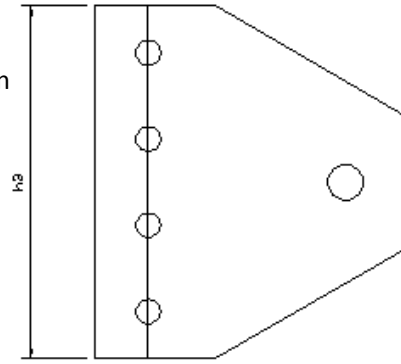
$$h_3 := 15.75 \text{ in} \quad N := 4 \text{ barrenos} \quad dt_2 := 0.875 \text{ in}$$

$$A_{gr} := t_2 \cdot h_3 = 7.875 \text{ in}^2$$

$$\phi P_n = \phi t \cdot F_u \cdot A_e \quad A_e = U \cdot A_n$$

$$\phi P_n = \phi t \cdot F_u \cdot U \cdot A_n \quad A_n = A_{gr} - A_a$$

$$A_a := N \cdot t_2 \cdot \left(dt_2 + \frac{1}{8} \right) \quad A_a = 2 \text{ in}^2 \quad A_n := A_{gr} - A_a = 5.875 \text{ in}^2$$



Por lo que la resistencia de la placa seria

$$\phi P_n := \phi t \cdot 2 \cdot F_u \cdot U \cdot A_n \quad \phi P_n = 2.172 \times 10^5 \text{ lb} \quad FS_5 := \frac{\phi P_n}{T_{u2}} = 12.926$$

• REVISION DE LAS PLACAS POR BLOQUE DE CORTANTE

PLACA EN EL EXTREMO DE LA COLUMNA DEL ESPECIMEN

$$dt := \frac{h_1}{2} = 5.905 \text{ in} \quad dh := 3.93 \text{ in}$$

$$A_{nt} := dt \cdot tr - 0.5 tr \cdot \left(dr + \frac{1}{8} \right) \quad A_{nt} = 2.546 \text{ in}^2$$

$$A_{tt} := dt \cdot tr = 2.953 \text{ in}^2$$

$$A_{tc} := dh \cdot tr = 1.965 \text{ in}^2$$

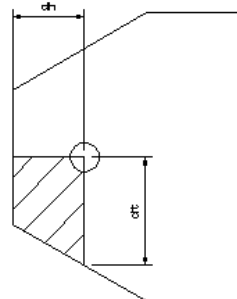
$$A_{nc} := dh \cdot tr - 0.5 tr \cdot \left(dr + \frac{1}{8} \right) \quad A_{nc} = 1.559 \text{ in}^2$$

$$F_u \cdot A_{nt} = 1.477 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$0.6 \cdot F_u \cdot A_{nc} = 5.424 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$\phi R_{n1} := \phi t \cdot 2 \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot A_{tc} + F_u \cdot A_{nt}) = 1.426 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$\phi R_{n2} := \phi t \cdot 2 \cdot (0.6 \cdot F_u \cdot A_{nc} + F_y \cdot A_{tt}) = 1.204 \times 10^5 \text{ lb}$$



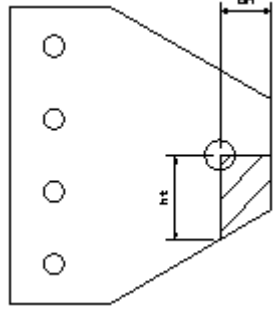
$$\phi R_n := \begin{cases} \phi R_{n1} & \text{if } F_u \cdot A_{nt} \geq 0.6 F_u \cdot A_{nc} \\ \phi R_{n2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi R_n = 1.426 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$FS_6 := \frac{\phi R_n}{T_{ulb}} = 4.242$$

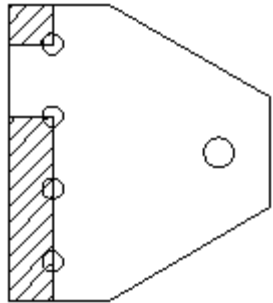
PLACA EN EL EXTREMO DE LA COLUMNA EXISTENTE

Para la zona del tornillo de la articulación

$$\begin{aligned}
 dt &:= \frac{h_2}{2} = 4.51 \text{ in} & dh &:= 2.76 \text{ in} & dr_2 &:= 1.5 \text{ in} \\
 Ant &:= dt \cdot t_2 - 0.5 t_2 \cdot \left(dr_2 + \frac{1}{8} \right) & Ant &= 1.849 \text{ in}^2 & Att &:= dt \cdot t_2 = 2.255 \text{ in}^2 \\
 Anc &:= dh \cdot t_2 - 0.5 t_2 \cdot \left(dr_2 + \frac{1}{8} \right) & Anc &= 0.974 \text{ in}^2 & Atc &:= dh \cdot t_2 = 1.38 \text{ in}^2 \\
 Fu \cdot Ant &= 1.072 \times 10^5 \text{ lb} \\
 0.6 \cdot Fu \cdot Anc &= 3.389 \times 10^4 \text{ lb} \\
 \phi Rn1 &:= \phi_t \cdot 2 \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot Atc + Fu \cdot Ant) = 1.028 \times 10^5 \text{ lb} \\
 \phi Rn2 &:= \phi_t \cdot 2 \cdot (0.6 \cdot Fu \cdot Anc + F_y \cdot Att) = 8.63 \times 10^4 \text{ lb} \\
 \phi Rn &:= \begin{cases} \phi Rn1 & \text{if } Fu \cdot Ant \geq 0.6 Fu \cdot Anc \\ \phi Rn2 & \text{otherwise} \end{cases} & \phi Rn &= 1.028 \times 10^5 \text{ lb} \\
 FS_7 &:= \frac{\phi Rn}{Tu_2} = 6.116
 \end{aligned}$$


Para la zona de los cuatro tornillos en el extremo

POSIBLE BLOQUE 1

$$\begin{aligned}
 dt_2 &:= 11.89 \text{ in} & dh_2 &:= 2.362 \text{ in} & dt_2 &:= 0.875 \text{ in} \\
 Ant &:= dt_2 \cdot t_2 - 3 t_2 \cdot \left(dt_2 + \frac{1}{8} \right) & Ant &= 4.445 \text{ in}^2 & Att &:= dt_2 \cdot t_2 = 5.945 \text{ in}^2 \\
 Anc &:= 2 \cdot \left[dh_2 \cdot t_2 - 0.5 t_2 \cdot \left(dt_2 + \frac{1}{8} \right) \right] & Anc &= 1.862 \text{ in}^2 & Atc &:= dh_2 \cdot t_2 = 1.181 \text{ in}^2 \\
 Fu \cdot Ant &= 2.578 \times 10^5 \text{ lb} \\
 0.6 \cdot Fu \cdot Anc &= 6.48 \times 10^4 \text{ lb} \\
 \phi Rn1 &:= \phi_t \cdot 2 \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot Atc + Fu \cdot Ant) = 2.125 \times 10^5 \text{ lb} \\
 \phi Rn2 &:= \phi_t \cdot 2 \cdot (0.6 \cdot Fu \cdot Anc + F_y \cdot Att) = 2.091 \times 10^5 \text{ lb}
 \end{aligned}$$


$$\phi R_n := \begin{cases} \phi R_{n1} & \text{if } F_u \cdot A_{nt} \geq 0.6 F_u \cdot A_{nc} \\ \phi R_{n2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \phi R_n = 2.125 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$FS_8 := \frac{\phi R_n}{T_{u2}} = 12.644$$

POSSIBLE BLOQUE 2

$$dt3 := 11.89 \text{ in} \quad dh3 := 2.362 \text{ in}$$

$$A_{nt} := dt3 \cdot t_2 - 3 t_2 \cdot \left(dt_2 + \frac{1}{8} \right) \quad A_{nt} = 4.445 \text{ in}^2$$

$$A_{tt} := dt3 \cdot t_2 = 5.945 \text{ in}^2$$

$$A_{tc} := dh3 \cdot t_2 = 1.181 \text{ in}^2$$

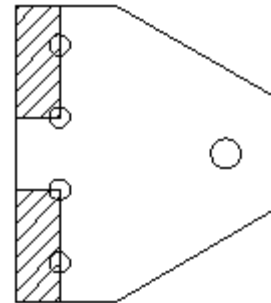
$$A_{nc} := 2 \cdot \left[dh3 \cdot t_2 - 0.5 t_2 \cdot \left(dt_2 + \frac{1}{8} \right) \right] \quad A_{nc} = 1.862 \text{ in}^2$$

$$F_u \cdot A_{nt} = 2.578 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$0.6 \cdot F_u \cdot A_{nc} = 6.48 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$\phi R_{n1} := \phi_t 2 \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot A_{tc} + F_u \cdot A_{nt}) = 2.125 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$\phi R_{n2} := \phi_t 2 \cdot (0.6 \cdot F_u \cdot A_{nc} + F_y \cdot A_{tt}) = 2.091 \times 10^5 \text{ lb}$$



$$\phi R_n := \begin{cases} \phi R_{n1} & \text{if } F_u \cdot A_{nt} \geq 0.6 F_u \cdot A_{nc} \\ \phi R_{n2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \phi R_n = 2.125 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$FS_9 := \frac{\phi R_n}{T_{u2}} = 12.644$$

POSSIBLE BLOQUE 3

$$dt3 := 13.65 \text{ in} \quad dh3 := 2.362 \text{ in}$$

$$A_{nt} := dt3 \cdot t_2 - 3.5 t_2 \cdot \left(dt_2 + \frac{1}{8} \right) \quad A_{nt} = 5.075 \text{ in}^2$$

$$A_{tt} := dt3 \cdot t_2 = 6.825 \text{ in}^2$$

$$A_{tc} := dh3 \cdot t_2 = 1.181 \text{ in}^2$$

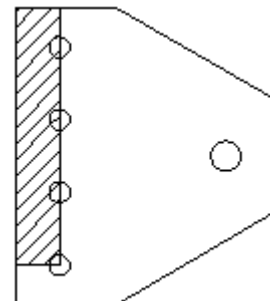
$$A_{nc} := \left[dh3 \cdot t_2 - 0.5 t_2 \cdot \left(dt_2 + \frac{1}{8} \right) \right] \quad A_{nc} = 0.931 \text{ in}^2$$

$$F_u \cdot A_{nt} = 2.943 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$0.6 \cdot F_u \cdot A_{nc} = 3.24 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$\phi R_{n1} := \phi_t 2 \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot A_{tc} + F_u \cdot A_{nt}) = 2.399 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$\phi R_{n2} := \phi_t 2 \cdot (0.6 \cdot F_u \cdot A_{nc} + F_y \cdot A_{tt}) = 2.086 \times 10^5 \text{ lb}$$



$$\phi R_n := \begin{cases} \phi R_{n1} & \text{if } F_u \cdot A_{nt} \geq 0.6 F_u \cdot A_{nc} \\ \phi R_{n2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \phi R_n = 2.399 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$FS_{10} := \frac{\phi R_n}{T_{u2}} = 14.275$$

• **REVISION POR DESGARRE DE LAS PLACAS**

PLACA EN EL EXTRMO DE LA COLUMNA DEL ESPECIMEN

$$L_c := 3.15 \text{ in} \quad \text{Distancia al borde}$$

$$t_r = 0.5 \text{ in} \quad \text{Espesor de la placa a revisar}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 1.2 \cdot L_c \cdot t_r \cdot F_u$$

$$\phi R_n := 1.2 \cdot L_c \cdot t_r \cdot F_u$$

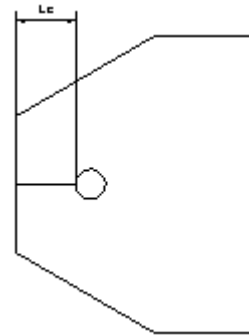
$$N := 1 \quad \text{Número de tornillos}$$

$$\phi R_{nt} := \phi \cdot N \cdot \phi R_n$$

$$\phi R_n = 1.096 \times 10^5 \frac{\text{lb}}{\text{tornillo}}$$

$$\phi R_{nt} = 8.222 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$FS_{11} := \frac{\phi R_{nt}}{0.5 \cdot T_{R1b}} = 2.446$$



PLACA EN EL EXTREMO DE LA COLUMNA EXISTENTE

Para la zona del tornillo de la articulación

$$L_{c2} := 1.97 \text{ in} \quad \text{Distancia al borde}$$

$$t_r := 0.5 \text{ in} \quad \text{Espesor de la placa}$$

$$\phi R_{n2} := 1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_r \cdot F_u$$

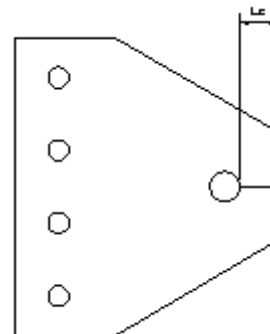
$$\phi R_{n2} = 6.856 \times 10^4 \frac{\text{lb}}{\text{tornillo}}$$

$$N_2 := 1 \quad \text{Número de tornillos}$$

$$\phi R_{nt2} := \phi \cdot N_2 \cdot \phi R_{n2}$$

$$\phi R_{nt2} = 5.142 \times 10^4 \text{ lb}$$

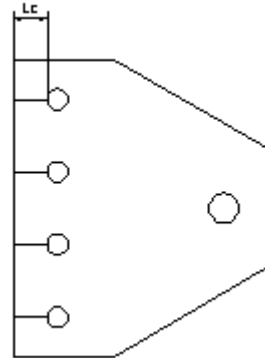
$$FS_{12} := \frac{\phi R_{nt2}}{0.25 T_{R1b}} = 3.06$$



Para la zona de los cuatro tornillos en el extremo

$$Lc_3 := 1.81 \text{ in} \quad \text{Distancia al borde}$$

$$tr := 0.5 \text{ in} \quad \text{Espesor de la placa}$$



$$\phi Rn_2 := 1.2 \cdot Lc_3 \cdot tr \cdot Fu$$

$$\phi Rn_2 = 6.299 \times 10^4 \frac{\text{lb}}{\text{tornillo}}$$

$$N_2 := 4 \quad \text{Número de tornillos}$$

$$\phi Rnt_2 := \phi \cdot N_2 \cdot \phi Rn_2$$

$$\phi Rnt_2 = 1.89 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$FS_{13} := \frac{\phi Rnt_2}{Tu_2} = 11.244$$

• **REVISION DE LOS TORNILLOS DE APOYO (4 TORNILLOS DE 7/8")**

$$Vu := \frac{Ty \cdot 2205}{4} \quad Vu = 6.736 \times 10^3 \text{ lb} \quad \phi Rn = \phi \cdot Fn \cdot Ab \quad d := 0.875 \text{ in}$$

$$Ab = \pi \cdot \frac{d^2}{4} \quad Ab := \pi \cdot \frac{d^2}{4} \quad Ab = 0.601 \text{ in}^2 \quad s := 3.85 \text{ in} \quad ez := 8.81 \text{ in}$$

$$Tu := \frac{2250 \cdot Tx}{4} \quad Tu = 1.571 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$\phi Rn := \phi \cdot Fn \cdot Ab$$

$$\phi Rn = 2.165 \times 10^4 \text{ lb}$$

NUMERO DE TORNILLOS REQUERIDOS

$$N = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{\phi Rn \cdot s}} \quad Mu := Vu \cdot ez$$

$$Mu = 5.935 \times 10^4 \text{ lb} \cdot \text{in}$$

$$N := \sqrt{\frac{6 \cdot Mu}{\phi Rn \cdot s}}$$

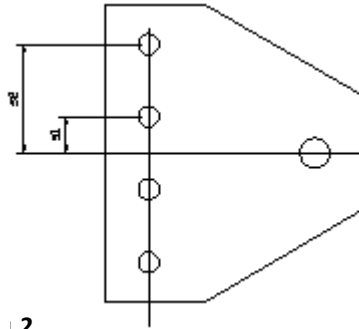
$$N = 2.067 \text{ Tornillos}$$

POR LO QUE SE UTILIZARAN 4 TORNILLOS DE 7/8"

REVISION DEL CORTATE EXCENTRICO POR EL METODO DEL VECTOR ELASTICO
TRADICIONAL (MAS CONSERVADOR)

$$N := 4 \quad R_v := \frac{V_u}{N} \quad R_h := \frac{T_u}{N} \quad R_v = 1.684 \times 10^3 \text{ lb} \\ R_h = 3.928 \times 10^3 \text{ lb}$$

$$N_1 := 2 \quad s_1 := 1.93 \text{ in} \\ N_2 := 2 \quad s_2 := 5.79 \text{ in}$$



$$r = \sqrt{\sum x^2 + \sum y^2} \quad r := N_1 \cdot s_1^2 + N_2 \cdot s_2^2 \quad r = 74.498 \text{ in}$$

$$M_y := s_2 \cdot M_u \quad M_y = 3.436 \times 10^5$$

$$R_x := \frac{M_y}{r} \quad R_x = 4.612 \times 10^3$$

$$R_u := \sqrt{(R_x + R_h)^2 + (R_v)^2} \quad R_u = 8.705 \times 10^3$$

$$FS_{14} := \frac{\phi R_n}{R_u} = 2.487$$

REVISION DEL CORTATE EXCENTRICO POR EL METODO DEL CENTRO INSTANTANEO DE
ROTACION (RESISTENCIA ULTIMA)

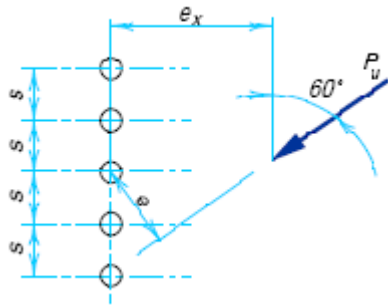
$$\phi R_{nc} = C \cdot \phi r_n \quad \text{Cortante resistente}$$

$$\frac{TRlb}{4} = 1.681 \times 10^4 \text{ lb} \quad \text{Cortante actuante}$$

UTILIZANDO LA TABLA 8-18 DEL LRFD

Para un ángulo de 60° , se tiene

para $s=3\text{in}$



ex	C	
8	2.01	$x := 1.897$
8.81	x	
9	1.87	

para $s=6\text{in}$

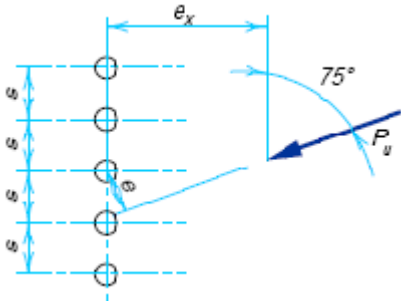
ex	C	
8	2.77	$x := 2.673$
8.81	x	
9	2.65	

Interpolando para la separación de los barrenos, tenemos

s	C	
3	1.897	$C := 2.117$
3.85	C	
6	2.673	

Para un ángulo de 75° , se tiene

para $s=3\text{in}$



ex	C	
8	2.62	$x := 2.531$
8.81	x	
9	2.51	

para $s=6\text{in}$

ex	C	
8	3.14	$x := 3.075$
8.81	x	
9	3.06	

Interpolando para la separación de los barrenos, tenemos

s	C	
3	2.531	$C := 2.685$
3.85	C	
6	3.075	

Interpolando para encontrar el valor de C para un ángulo de 66.37°

ángulo	C
60°	2.117
66.37°	C
75°	2.685

$$C := 2.358$$

CALCULO DE LA RESISTENCIA

$$\phi R_n := \phi R_n = 2.165 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$\phi R_{nc} := C \cdot \phi R_n$$

$$\phi R_{nc} = 5.104 \times 10^4 \text{ lb}$$

$$FS_{15} := \frac{\phi R_{nc}}{0.25 \cdot TR_{lb}} = 3.037$$

• **REVISION DE LA SEPARACION DE LA PLACA DE LA COLUMNA**

$$M_{ps} = \left[\frac{nr \cdot h^3}{6 \cdot (h - s) \cdot s} \right] \cdot T_b \quad P_{dsp} = \phi_{sp} \cdot \left[\left[\frac{nr \cdot h^3}{6 \cdot (h - s) \cdot s} \right] \cdot \frac{T_b}{e_z} \right]$$

$$\phi_{sp} := 0.75$$

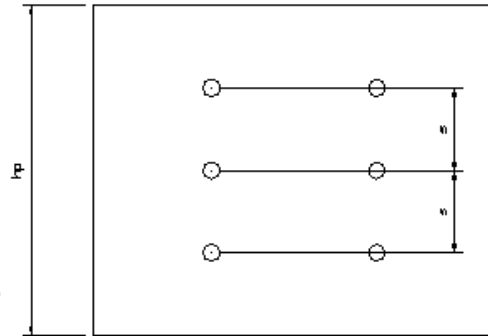
$$nr := 2 \quad \text{Número de líneas}$$

$$h_p := 15.75 \text{ in} \quad \text{Altura total de la placa}$$

$$s := 3.94 \text{ in} \quad \text{Separación de tronillos}$$

$$e_z := 8.74 \text{ in} \quad \text{Excentricidad de la carga}$$

$$T_b := 39000 \quad \text{Tensión mínima del tornillo (Tornillos A325-N 7/8")}$$



$$M_u := 2V_u \cdot e_z$$

$$M_u = 1.178 \times 10^5 \text{ lb} \cdot \text{in}$$

Cálculo del momento máximo que soporta la placa antes de separarse

$$M_{ps} := \phi_{sp} \cdot \left[\frac{nr \cdot h_p^3}{6 \cdot (h_p - s) \cdot s} \right] \cdot T_b$$

$$M_{ps} = 8.187 \times 10^5 \text{ lb} \cdot \text{in}$$

$$LA_CONDICION_DE_SEPARACION_DE_PLACA_SE_CUMPLE := \begin{cases} "SI" & \text{if } Mps \geq Mu \\ "NO" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$LA_CONDICION_DE_SEPARACION_DE_PLACA_SE_CUMPLE = "SI"$$

Se utilizarán 6 tornillos de 7/8 "

$$FS_{16} := \frac{Mps}{Mu} = 6.952$$

• REVISION POR TENSION Y CORTANTE COMBINADOS

Número de tornillo

$$N := 6 \text{ Tornillos}$$

Número de líneas

$$nr = 2 \text{ Líneas}$$

Altura de la placa

$$hp = 15.75 \text{ in}$$

Separación entre tornillos

$$s = 3.94 \text{ in}$$

Por lo que el cortante y la tensión se reparten entre el número de tornillos

$$Vu := Ty \cdot \frac{2205}{1000}$$

$$Tupt := \frac{2 \cdot Tu}{1000N} + \left[\frac{6 \cdot Vu \cdot ez \cdot s}{nr \cdot hp^2} \cdot \left(\frac{hp - s}{hp} \right) \right]$$

$$Tupt = 13.651 \frac{Klb}{\text{tornillo}}$$

$$Vupt := \frac{Vu}{N}$$

$$Vupt = 4.491 \frac{Klb}{\text{tornillo}}$$

CALCULO DE LA RESISTENCIA DE UN TORNILLO SUJETO A CORTANTE

$$\phi Rnv = \phi_v \left(0.4 Fu^b \right) \cdot m \cdot Ab$$

$$\phi_v := 0.75 \quad Fub := 120 \text{ Kips}$$

TORNILLOS DE 7/8"

$$dt := 0.875 \text{ in} \quad \text{planos de corte a considerar } m := 1$$

$$Ab := \pi \cdot \frac{dt^2}{4}$$

$$Ab = 0.601 \text{ in}^2$$

$$\phi Rnv := \phi_v \cdot (0.4 \cdot Fub) \cdot m \cdot Ab$$

$$\phi Rnv = 21.648 \text{ Klb}$$

CALCULO DE LA RESISTENCIA POR LA COMBINACION CORTANTE Y TENSION

$$\phi F_{ut} = \phi V (117 - 1.9 f_{uv}) \leq \phi V (90) \quad (\text{PARA TORNILLOS A325-N})$$

$$\phi F_{ut} := \phi V \cdot (117) - 1.9 \cdot \phi V \cdot f_{uv} \rightarrow -1.425 \cdot f_{uv} + 87.75$$

$$\phi V \cdot 90 = 67.5$$

Multiplicando las expresiones anteriores por el área del tornillo, el esfuerzo fuv se sustituye por la fuerza cortante Vu

$$T_u = \phi V F_{ut} A_b$$

$$T_u := 87.75 \cdot A_b - 1.425 V_u \leq 90 \cdot \phi V \cdot A_b \quad T_u := 87.75 \cdot A_b - 1.425 \cdot V_{upt} = 46.366 \quad \text{Kips}$$

$$\text{CONDICION} := \begin{cases} \text{"CUMPLE"} & \text{if } T_{upt} < T_u < 90 \cdot \phi V \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{CONDICION} = \text{"CUMPLE"}$$

$$FS_{17} := \frac{T_u}{T_{upt}} = 3.397$$

REVISION DEL CORTANTE

$$\text{CONDICION2} := \begin{cases} \text{"CUMPLE"} & \text{if } \phi R_{nv} > V_{upt} \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{CONDICION2} = \text{"CUMPLE"}$$

$$FS_{18} := \frac{\phi R_{nv}}{V_{upt}} = 4.82$$

- **DISEÑO DE LA SOLDADURA DE UNION ENTRE PLACAS**

$$e_x := 8.74 \text{ in}$$

$$P_u := \text{TRlb}$$

$$P_u = 6.722 \times 10^4 \text{ lb}$$

LA SOLDADURA ESTA SUJETA A CORTANTE EXCENTRICO, POR LO QUE SE UTILIZARA EL METODO DEL CENTRO INSTANTANEO DE ROTACION.

$$l := 15.75 \text{ in}$$

$$D := 4$$

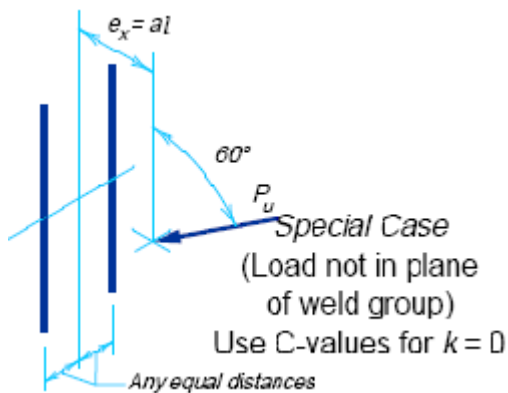
$$C_1 := 1$$

Tamaño de pierna de la soldadura en dieciseisavos

Para soldadura con electrodos E70XX

$$P_{max} = \phi R_n = C \cdot C_1 \cdot D \cdot l$$

Resistencia de la soldadura, ya incluye $\phi=0.75$



Para un angulo de 60° (TABLA 8-38 LRFD)

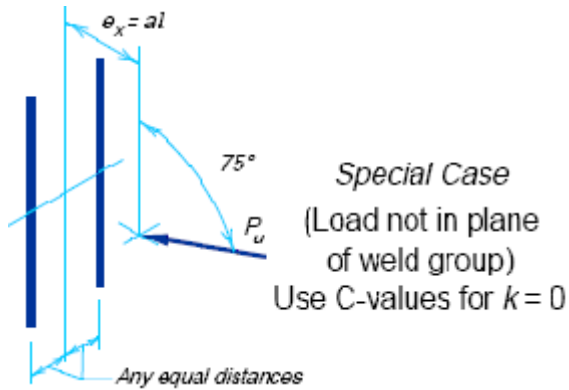
$$k := 0$$

$$a := \frac{e_x}{l} = 0.555$$

a	C
0.5	2.44
0.555	x
0.6	2.24

INTERPOLANDO ENCONTRAMOS EL VALOR DE C PARA $a=0.555$

$$C := 2.33$$



Para un angulo de 75° (TABLA 8-38 LRFD)

$$k := 0$$

$$a := \frac{e_x}{l} = 0.555$$

a	C
0.5	3.07
0.555	x
0.6	2.91

INTERPOLANDO ENCONTRAMOS EL VALOR DE C PARA $a=0.555$

$$C := 2.982$$

EL VALOR DE C QUE NOS INTERESA ES PARA UN ANGULO DE 66.37°, POR LO QUE INTERPOLAREMOS LINEALMENTE ENTRE LOS VALORES DE C ENCONTRADOS PARA LOS ANGULOS DE 60° Y 75° RESPECTIVAMENTE.

ANGULO	VALOR C
60°	2.33
66.37°	x
75°	2.982

EL VALOR DE C PARA UN ANGULO DE 66.37° ES

$$C := 2.61$$

POR LO TANTO, LA CARGA MAXIMA QUE PUEDE RESISTIR LA SOLDADURA DE 1/4" CON UNA LONGITUD DE 15.75in POR LADO ES

$$P_{max} = C \cdot C_1 \cdot D \cdot l$$

$$P_{max} := C \cdot C_1 \cdot D \cdot l \cdot 1000$$

$$P_{max} = 1.644 \times 10^5 \text{ lb}$$

$$FS_{19} := \frac{P_{max}}{P_u} = 2.446$$

ANEXO 2

DISEÑO DE

ESPECÍMENES

DISEÑO DE ESPECIMENES

El diseño de los especímenes, fue basado en los requisitos para conexiones de marcos dúctiles del Reglamento AISC LRFD. Todos los especímenes están formados por una columna cuadrada hueca (HSS) de 12"x12"x1/2" y una viga W16"x36lb/ft.

- **ESPECIMEN ECS1: CONEXIÓN SOLDADA DIRECTAMENTE**

La conexión será soldada utilizando electrodos de la serie E70.

El momento plástico de diseño es $M_{pv}=3.69 \times 10^6$ kg-cm, por lo que la fuerza acuante en los patines es

$$F = \frac{M_{pv}}{d_e}$$

donde d_e es la distancia de centro a centro de los patines de la viga y su valor es

$$d_e := d - \frac{t}{2} = 39.738 \text{ cm}$$

de la expresión anterior, d es el peralte total de la viga y t el espesor del patín. Por lo tanto la fuerza actuante en los patines de la viga es

$$F := \frac{M_{pv}}{d_e} = 9.286 \times 10^4 \text{ kg}$$

Por ser una demanda grande, se opta por que la soldadura de los patines sea por penetración total, ya que así, se garantiza que la resistencia de la soldadura sea igual a la resistencia del elemento.

Diseño de la soldadura por cortante

$V_u = 19950$ kg (Cortante actuante)

Utilizando un tamaño de soldadura de $\frac{1}{4}$ ", la longitud requerida del cordón de soldadura para resistir el cortante es

$$l_w = \frac{V_u}{\phi \cdot 0.6 \cdot F_{xx} \cdot 0.707 \cdot w}$$

Donde

w es el tamaño de la garganta.

ϕ es un factor de reducción y equivale a 0.75

F_{xx} es el esfuerzo resistente de la soldadura y equivale a 4921 kg/cm^2

Sustituyendo datos, obtenemos el valor de la longitud necesaria del cordón de soldadura y este es de $l_w = 20.07 \text{ cm}$, nosotros colocaremos la soldadura por los dos lados de la placa de cortante, teniendo una longitud total de 50cm.

Revisión de la placa sujeta a cortante

El área de la placa es $A_g = d_p \cdot t_p = 31.75 \text{ cm}^2$, donde d_p es el largo de la placa y t_p su espesor.

La resistencia de la placa a cortante es

$$V_r := \phi \cdot 0.6 \cdot f_y \cdot A_g = 3.615 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$\text{La_resistencia_de_la_placa_es_adecuada} := \begin{cases} \text{"Si"} & \text{if } V_u < V_r \\ \text{"No"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{La_resistencia_de_la_placa_es_adecuada} = \text{"Si"}$$

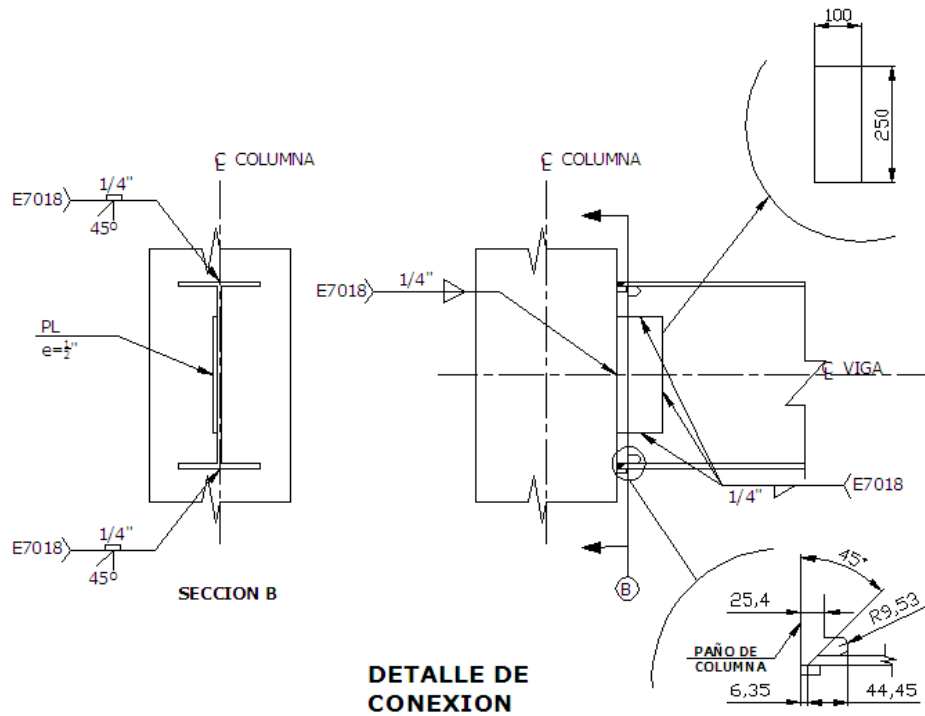


Figura.A.2.1. Espécimen ECS1

- **ESPECIMEN ECS2: CONEXIÓN SOLDADA REFORZADA CON DIAFRAGMA**

El momento para el diseño de la conexión es

$$M_{pv2} = M_{pv} + V_u \cdot x$$

donde $x := 40.2844 \text{ cm}$ (Peralte total de la viga)

$V_u := 19950 \text{ kg}$ (Cortante actuante)

$M_{pv} := 3.69 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ (Momento plástico esperado)

$M_{pv2} := M_{pv} + V_u \cdot x = 4.494 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ (Momento de diseño de la conexión)

Diseño de las placas diafragma

Módulo de sección requerido de las placas diafragma

$f_{yp} := 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (Esfuerzo de fluencia de las placas)

$Z_{req} := \frac{V_u \cdot x}{f_{yp}} = 228.641 \text{ cm}^3$

Probando con una placa de 7"x12"x1/2"

$d := 40.2844 \text{ cm}$ $b := 17.74 \text{ cm}$ $e := 1.27 \text{ cm}$

$Z_{placas} := e \cdot b \cdot (d + e) = 936.212 \text{ cm}^3$

El módulo de sección de las placas diafragma propuestas es mayor que el requerido ($Z_{placas} > Z_{req}$), por lo tanto, las placas propuestas son correctas

Cálculo de la soldadura de unión entre las placas diafragma y el patín de la viga

$$A_{\text{placas}} := b \cdot e = 22.53 \text{ cm}^2$$

Tensión actuante

$$c := \frac{d + e}{2} = 20.777 \text{ cm}$$

$$I_{\text{placa}} := 2 \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot e^3 + (b \cdot e) \cdot \left(\frac{d}{2} + \frac{e}{2} \right)^2 \right] = 1.946 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$S_{\text{placa}} := \frac{I_{\text{placa}}}{c} = 936.504 \text{ cm}^3$$

$$S_x := 925.78 \text{ cm}^3$$

$$S_t := S_x + S_{\text{placa}} = 1.862 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$f_{tt} := \frac{M_{pv2}}{S_t} = 2.413 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{condición} := \begin{cases} \text{"si cumple"} & \text{if } f_{tt} < 0.9f_{yp} \\ \text{"no cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{condición} = \text{"si cumple"}$$

$$T := f_{tt} \cdot A_{\text{placas}} = 5.436 \times 10^4 \text{ kg}$$

Por ser dos cordones de 8" los que soportarán la tensión T, tenemos:

$$T_d := \frac{T}{2} = 2.718 \times 10^4 \text{ kg}$$

$L_w := 25 \text{ cm}$ (Longitud del cordón de soldadura)

$$Fact := \frac{T_d}{L_w} = 1.087 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

La fuerza que resiste la soldadura es:

$$F_{xx} := 4921.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Resistencia de la soldadura)}$$

utilizando filetes de 3/8" $w := 0.9525 \text{ cm}$

$$R_w := (0.6 \cdot F_{xx} \cdot 0.707 \cdot w) = 1.989 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$La_soldadura_propuesta := \begin{cases} \text{"pasa"} & \text{if } R_w > Fact \\ \text{"no pasa"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$La_soldadura_propuesta = \text{"pasa"}$

Revisión de la resistencia en la zona de panel

$$R_v := 0.6 f_y \cdot d_c \cdot t_p \cdot \left[1 + \frac{3 \cdot b_{fc} \cdot (t_{fc})^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_p} \right] = 8.936 \times 10^4 \text{ kg}$$

donde:

$$f_y = 3.515 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Esfuerzo de fluencia del acero de la zona de panel)}$$

$d_c = 30.48 \text{ cm}$ (Altura total de la sección transversal de la columna)

$d_b = 40.284 \text{ cm}$ (Peralte total de la viga)

$t_{fc} = 1.27 \text{ cm}$ (Espesor del ala de la columna)

$b_{fc} = 30.48 \text{ cm}$ (Ancho del ala de la columna)

$t_p = 1.27 \text{ cm}$ (Espesor total de la zona de panel que incluye planchas adosadas)

Demanda de fuerza cortante:

$$V_{up} = V_{ps} - V_c = M_c \cdot \left(\frac{1}{d + e} - \frac{2}{h_c} \right)$$

$h_c = 149.86$ cm (Altura de la columna, tomada de apoyo a apoyo)

$e = 1.27$ cm (Espesor de la placa)

$L := 185$ cm (Distacia de aplicación de la carga a la conexión)

$L' := L - d_b = 144.716$ (Distacia de aplicación de la carga a la articulación plástica)

$$M_c := M_{pv} \cdot \left(\frac{L}{L'} \right) = 4.717 \times 10^6$$

$$V_{up} := M_c \cdot \left(\frac{1}{d + e} - \frac{2}{h_c} \right) = 5.056 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$\text{Resistencia} := \begin{cases} \text{"si cumple"} & \text{if } V_{up} < R_v \\ \text{"no cumple"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"si cumple"}$$

Revisión de la placa sujeta a cortante

$$V_r = \phi \cdot 0.6 \cdot f_y \cdot A_g \quad d := 25 \text{ cm} \quad t := 1.27 \text{ cm} \quad f_y := 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{donde } A_g := d \cdot t = 31.75 \text{ cm}^2 \quad \phi := 0.75$$

$$V_r := \phi \cdot 0.6 \cdot f_y \cdot A_g = 3.615 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$\text{La_resistencia_de_la_placa_es_adecuada} := \begin{cases} \text{"Si"} & \text{if } V_u < V_r \\ \text{"No"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{La_resistencia_de_la_placa_es_adecuada} = \text{"Si"}$$

La placa es adecuada para soportar la fuerza cortante

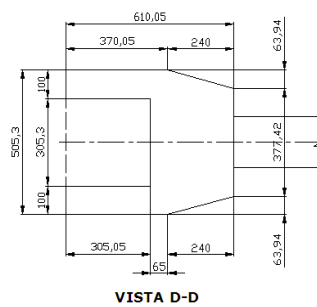
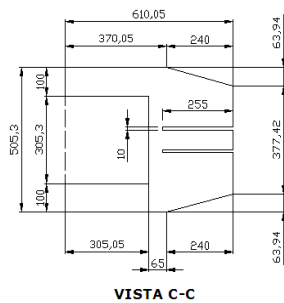
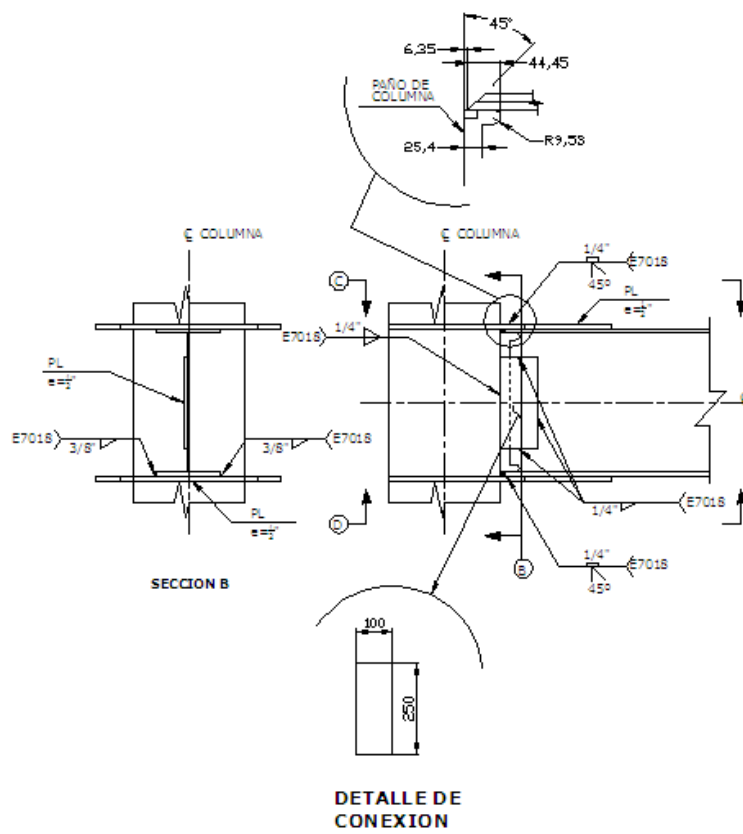


Figura.A.2.2. Espécimen ECS2

- **ESPECIMEN ECS3: CONEXIÓN SOLDADA REFORZADA CON ATIESADORES INTERNOS**

El momento para el diseño de la conexión es

$$M_{pv2} = M_{pv} + V_u \cdot x$$

donde $x := 40.2844 \text{ cm}$ (Peralte total de la viga)

$V_u := 19950 \text{ kg}$ (Cortante actuante)

$M_{pv} := 3.69 \times 10^6 \text{ kg}\cdot\text{cm}$ (Momento plástico esperado)

$M_{pv2} := M_{pv} + V_u \cdot x = 4.494 \times 10^6 \text{ kg}\cdot\text{cm}$ (Momento de diseño de la conexión)

Diseño de las cubreplacas

Módulo de sección requerido de las placas diafragma

$f_{yp} := 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (Esfuerzo de fluencia de las placas)

$Z_{req} := \frac{V_u \cdot x}{f_{yp}} = 317.658 \text{ cm}^3$

Probando con una placa de 12"x12"x1/2"

$d := 40.2844 \text{ cm}$ $b := 30.48 \text{ cm}$ $e := 1.27 \text{ cm}$

$Z_{placas} := e \cdot b \cdot (d + e) = 1.609 \times 10^3 \text{ cm}^3$

El módulo de sección de las placas diafragma propuestas es mayor que el requerido ($Z_{placas} > Z_{req}$), por lo tanto, las placas propuestas son correctas

Cálculo de la soldadura de unión entre las placas diafragma y el patín de la viga

$$A_{\text{placas}} := b \cdot e = 38.71 \text{ cm}^2$$

Tensión actuante

$$c := \frac{d + e}{2} = 20.777 \text{ cm}$$

$$I_{\text{placa}} := 2 \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot e^3 + (b \cdot e) \cdot \left(\frac{d}{2} + \frac{e}{2} \right)^2 \right] = 3.343 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$S_{\text{placa}} := \frac{I_{\text{placa}}}{c} = 1.609 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$S_x := 925.78 \text{ cm}^3$$

$$S_t := S_x + S_{\text{placa}} = 2.535 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$f_{tt} := \frac{M_{pv2}}{S_t} = 1.773 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{condición} := \begin{cases} \text{"si cumple"} & \text{if } f_{tt} < 0.9 f_{yp} \\ \text{"no cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{condición} = \text{"si cumple"}$$

$$T := f_{tt} \cdot A_{\text{placas}} = 6.862 \times 10^4 \text{ kg}$$

Por ser dos cordones de 8" los que soportarán la tensión T, tenemos:

$$T_d := \frac{T}{2} = 3.431 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$L_w := 25 \text{ cm}$$

$$Fact := \frac{T_d}{L_w} = 1.372 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

La fuerza que resiste la soldadura es:

$$F_{xx} := 4921.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Resistencia de la soldadura)}$$

$$\text{utilizando filetes de } 3/8" \quad w := 0.9525 \text{ cm}$$

$$R_w := (0.6 \cdot F_{xx} \cdot 0.707 \cdot w) = 1.989 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$La_soldadura_propuesta := \begin{cases} "pasa" & \text{if } R_w > Fact \\ "no pasa" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$La_soldadura_propuesta = "pasa"$$

Diseño de la soldadura por cortante

$$V_u = 19950 \text{ kg (Cortante actuante)}$$

Utilizando un tamaño de soldadura de $\frac{1}{4}$ ", la longitud requerida del cordón de soldadura para resistir el cortante es

$$l_w = \frac{V_u}{\phi \cdot 0.6 \cdot F_{xx} \cdot 0.707 \cdot w}$$

Donde

w es el tamaño de la garganta.

ϕ es un factor de reducción y equivale a 0.75

F_{xx} es el esfuerzo resistente de la soldadura y equivale a 4921 kg/cm^2

Sustituyendo datos, obtenemos el valor de la longitud necesaria del cordón de soldadura y este es de $l_w=20.07\text{cm}$, nosotros colocaremos la soldadura por los dos lados de la placa de cortante, teniendo una longitud total de 50cm.

Revisión de la placa sujeta a cortante

El área de la placa es $A_g=dp \cdot tp=31.75\text{cm}^2$, donde dp es el largo de la placa y tp su espesor.

La resistencia de la placa a cortante es

$$V_r := \phi \cdot 0.6 \cdot f_y \cdot A_g = 3.615 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$\text{La_resistencia_de_la_placa_es_adecuada} := \begin{cases} \text{"Si"} & \text{if } V_u < V_r \\ \text{"No"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{La_resistencia_de_la_placa_es_adecuada} = \text{"Si"}$$

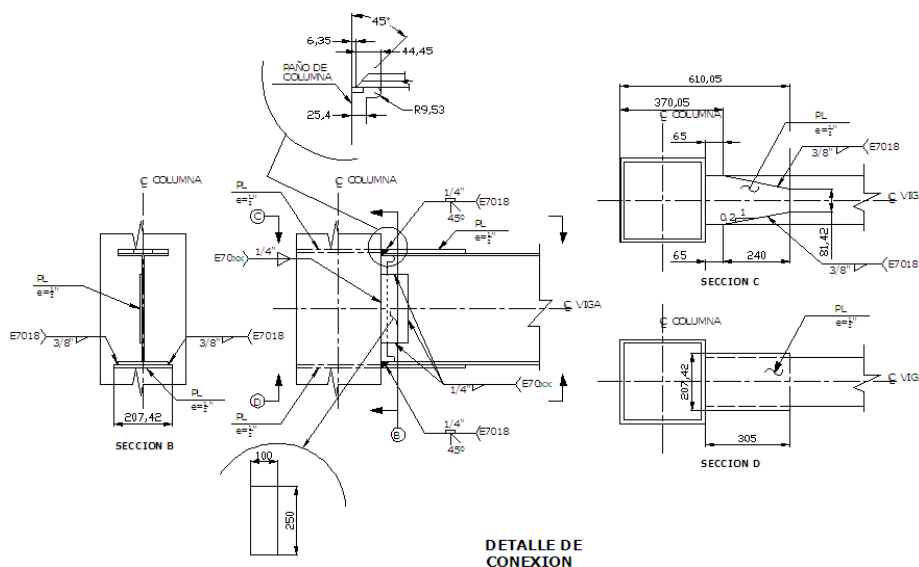


Figura.A.2.3. Espécimen ECS3

- **ESPECIMEN ECA4: CONEXIÓN ATORNILLADA CON PLACA DE EXTREMO EXTENDIDA**

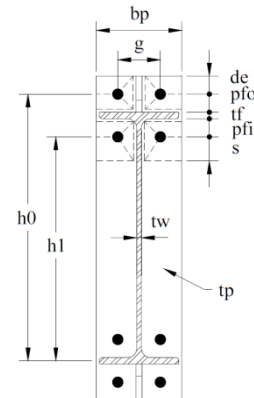
El momento para el diseño de la conexión es

$$M_{pv2} = M_{pv} + V_u \cdot x$$

donde $x := 40.2844$ cm (Peralte total de la viga)

$V_u := 19950$ kg (Cortante actuante)

$M_{pv} := 3.69 \times 10^6$ kg·cm (Momento plástico esperado)



$M_{pv2} := M_{pv} + V_u \cdot x = 4.494 \times 10^6$ kg·cm (Momento de diseño de la conexión)

Diámetro requerido de tornillos:

$$d_b := \sqrt{\frac{2 \cdot M_{pv2}}{\pi \cdot \phi \cdot f_t \cdot (h_0 + h_1)}} = 2.402 \text{ cm}$$

Por lo que utilizaremos tornillos de 1".

Cálculo del espesor requerido de la placa de extremo extendida

$$s_w := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_p \cdot g} = 8.839 \text{ cm}$$

como $d_e < s$, Y_p es

$$Y_p := \frac{b_p}{2} \cdot \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \cdot \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{fo}} \right) \right] + \frac{2}{g} \cdot [h_1(p_{fi} + s) + h_0 \cdot (s + p_{fo})]$$

$$Y_p = 480.224$$

$$t_p := \sqrt{\frac{1.11 \phi \cdot M_{np}}{f_y \cdot Y_p}} = 1.819 \text{ cm}$$

Por lo que utilizaremos una placa con un espesor de 3/4" (1.9cm)

ANEXO 3

PLANO DE FABRICACIÓN DEL DISPOSITIVO

